



# Comportement hydromécanique de matériaux constitutifs de plateformes ferroviaires anciennes

Viet Nam Trinh

## ► To cite this version:

Viet Nam Trinh. Comportement hydromécanique de matériaux constitutifs de plateformes ferroviaires anciennes. Autre. Université Paris-Est, 2011. Français. NNT : 2011PEST1125 . pastel-00647893

**HAL Id: pastel-00647893**

**<https://pastel.archives-ouvertes.fr/pastel-00647893>**

Submitted on 3 Dec 2011

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



THESE

Pour obtenir le grade de

**Docteur de l'Université Paris - Est**

**Discipline : Géotechnique**

présentée par

**TRINH Viet-Nam**

*Soutenue à Champs-sur-Marne le 20 janvier 2011*

Intitulée

**Comportement hydromécanique des matériaux constitutifs  
de plateformes ferroviaires anciennes**

devant le jury composé de :

M. António Gomes Correia	University of Minho	Président
M. Pierre-Yves Hicher	Ecole Centrale Nantes	Rapporteur
M. Pierre Breul	Université Blaise Pascal	Rapporteur
M. Frédéric Pellet	INSA de Lyon	Examineur
M. Alain Robinet	SNCF	Examineur
M. Jean-Claude Dupla	Ecole des Ponts ParisTech	Examineur
M. Anh-Minh Tang	Ecole des Ponts ParisTech	Examineur
M. Yu-Jun Cui	Ecole des Ponts ParisTech	Directeur de thèse

---

**Invités :** Mme Lucie Lambert (SNCF), M. Olivier Schoen (RFF), M. Nicolas Calon (SNCF),  
Mme Sofia Costa D'Aguiar (SNCF), M. Jean Canou (ENPC)



## Remerciements

Ce travail de recherche a été réalisé à l'équipe Géotechnique, laboratoire Navier de l'Ecole des Ponts ParisTech et à la division Expertise – Rénovation – Recherche, département Etudes des Lignes, direction de l'Ingénierie, SNCF, avec l'aide des personnes à qui je voudrais exprimer toute ma gratitude.

Je remercie profondément Professeur Yu-Jun CUI qui a accepté d'être directeur de ma thèse. Ses expériences scientifiques, ses conseils, ses encouragements et sa disponibilité ont été un soutien indispensable à la réalisation de cette thèse.

Je tiens à remercier vivement Madame Lucie LAMBERT, ma responsable à la SNCF qui m'a fait confiance pour m'avoir accepté dans son service.

J'adresse toute ma gratitude à Monsieur Jean-Claude DUPLA. Ses expériences, son enthousiasme, son efficacité ont contribué significativement à l'avancement de ma thèse. Je remercie particulièrement Monsieur Anh-Minh TANG qui est la première personne que j'ai consulté lors de difficultés dans le travail ainsi que dans la vie quotidienne. Sa connaissance, ses conseils, sa gentillesse m'ont apporté tout le soutien dont j'avais besoin pendant ces trois années. Je tiens à remercier Monsieur Jean CANOU pour ses corrections soignées sur les articles et le mémoire de la thèse.

Je remercie très chaleureusement Monsieur Alain ROBINET, chef de la division Expertise - Recherche - Innovation (IGLG ERI), SNCF. Ses expériences dans le domaine ferroviaire, ses conseils et sa bienveillance m'ont permis de mener cette étude dans une bonne direction. Cette thèse n'aurait pas pu aboutir sans Nicolas CALON que je remercie tout particulièrement pour m'avoir apporté une aide indispensable pour les mesures in-situ, la correction de mémoire et les démarches administratives à la SNCF.

Je tiens à exprimer avec fierté ma gratitude à Monsieur Antonio Gomes CORREIA, Professeur à l'University of Minho, qui m'a fait l'honneur de présider ce jury. Je remercie vivement mes deux rapporteurs, Monsieur Pierre-Yves HICHER, Professeur à l'Ecole Centrale de Nantes et Monsieur Pierre BREUL, Maître de conférence à l'Université Blaise Pascal - Clermont II, qui ont pris le temps d'examiner avec une attention bienveillante à mon travail et d'apporter des critiques constructives. Mes remerciements vont également à Monsieur Frédéric PELLET, Professeur à l'INSA – Université de Lyon, Monsieur Olivier Schoen, chef de l'Unité Génie Civil, Direction de la Rénovation du Réseau, RFF et Madame Sofia COSTA D'AGUIAR, Direction de l'Innovation et de la Recherche, SNCF qui ont accepté de participer au jury.

Sans oublier bien sûr les efforts et la disponibilité de l'équipe technique du CERMES/Navier/ENPC constituée d'Emmanuel DE LAURE, Jérémy THIRIAT et Xavier BOULAY qui m'ont aidé à réaliser la conception des nouveaux dispositifs expérimentaux, les essais en laboratoire ainsi que les mesures in-situ.

Je voudrais exprimer toute ma gratitude à mes collègues de l'IGLG ERI et à tous les membres du CERMES pour leur soutien et leur bonne humeur qui ont assuré le bon déroulement de ce travail.

Je voudrais profiter de cette page de remerciements pour exprimer toute ma gratitude à mes parents et mes amis pour leur encouragement et leur soutien permanents.

Enfin, je remercie du fond du coeur mon épouse, Quy ainsi que mes enfants, Minh Tue et Minh Quan que je n'ai pas trouvé les mots pour eux qui sont à mes côtés au cours de ces années.





## Résumé

Le présent travail étudie le comportement couplé hydromécanique de la couche intermédiaire des plates-formes ferroviaires anciennes. L'objectif principal est de vérifier le fonctionnement des plates-formes sans drainage et d'optimiser les travaux de modernisation de voies anciennes en déblai. Premièrement, les essais d'identification ont été réalisés sur les matériaux prélevés sur le site de Sénissiat. Les résultats ont montré que le sol de la couche intermédiaire de ce site présente une granulométrie bien étalée de 0 à 63 mm et une densité très élevée ( $\rho_d = 2,39 \text{ Mg/m}^3$ ). Deuxièmement, une nouvelle colonne d'infiltration et un moule de compression de 300 mm de diamètre ont été développés permettant d'étudier le comportement hydraulique de la couche intermédiaire. Une faible perméabilité ( $k_s \approx 2,2 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ ) de cette couche a été estimée à partir des résultats expérimentaux. Troisièmement, une étude expérimentale sur le comportement mécanique de la couche intermédiaire a été réalisée. Cette étude a mis en évidence l'influence marquée de la teneur en eau sur le comportement mécanique de la couche intermédiaire. Un modèle de fatigue avec prise en compte de l'influence du nombre de cycles, du niveau de contrainte appliqué et de l'état hydrique a été élaboré en se basant sur les résultats expérimentaux. Finalement, les mesures de succion, de température et de paramètres météorologiques ont été réalisées sur les plates-formes en déblai sans drainage du site de Moulin Blanc pour compléter l'étude du comportement des plates-formes sans drainage. Une analyse globale des résultats obtenus au laboratoire avec les mesures *in-situ* a montré que la décision de ne pas mettre en place un dispositif de drainage devra être assortie de justificatifs permettant de s'assurer de la limitation de la teneur en eau de la couche intermédiaire, en se basant sur une étude approfondie sur le cycle d'eau pour chaque site concerné.

Mots clés : plate-forme ferroviaire, couche intermédiaire, conductivité hydraulique, comportement triaxial cyclique, modélisation, mesure *in-situ*.

## Abstract

The present work deals with the coupled hydro-mechanical behaviour of the blanket layer of the old railway trackbed. The main aim is to check the operation of the trackbed without drainage and to optimize the works of modernization of old railway in cutting. Firstly, identification tests were carried out on materials taken from the site of Sénissiat. The results showed that the blanket layer soil of this site is well graded from 0 to 63 mm and has a very high density ( $\rho_d = 2.39 \text{ Mg/m}^3$ ). Secondly, an infiltration column of 300 mm in diameter were developed to study the hydraulic behaviour of the blanket layer. A low hydraulic conductivity ( $k_s \approx 2.2 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ ) of this layer was estimated according to the experimental results. Thirdly, an experimental study on the mechanical behaviour of the blanket layer was performed. This study shows a significant effect of the water content on the mechanical behaviour of the blanket layer. A permanent deformation model accounting for the influence of loading cycles, loading level and hydric state was elaborated based on the experimental results. Finally, the measurements of suction, temperature and weather parameters were carried out in a cutting without drainage at the site of Moulin Blanc to complete the study of the behaviour of the trackbed without drainage. A global analysis of the laboratory results with *in-situ* measurements shows that the decision regarding the setup of the drainage system required to establish justifications showing limited effects of the water content, based on a in-depth study on the water cycle for each site concerned.

Key-words: railway trackbed, blanket layer, hydraulic conductivity, triaxial cyclic behaviour, modelling, *in-situ* measurement.



## PUBLICATIONS

### ARTICLES

1. **Trinh V.N.**, Tang A.M., Cui Y.J., Dupla J.C., Canou J., Calon N., Lambert L., Robinet A., Schoen O. Caractérisation des matériaux constitutifs de plate-forme ferroviaire ancienne. *Revue Française de Géotechnique*. A paraître 2010
2. **Trinh V.N.**, Tang A.M., Cui Y.J., Dupla J.C., Canou J., Calon N., Lambert L., Robinet A., Schoen O. Mechanical characterisation of the blanket layer in the old railway platform using large-scale triaxial tests. *Canadian Geotechnical Journal*. Soumission 2010

### COMMUNICATIONS

1. **Trinh V.N.**, Tang A.M., Cui Y.J., Dupla J.C., Canou J., Calon N., Lambert L., Robinet A., Schoen O. (2010) Calibration of Smart Irrigation Sensor (SIS-UMS) for the blanket layer soil from old railway lines. *Conférence UNSAT2010, Barcelone, Espagne, 739-744*.
2. **Trinh V.N.**, Tang A.M., Cui Y.J., Dupla J.C., Canou J., Calon N., Lambert L., Robinet A., Schoen O. (2010) Unsaturated hydraulic properties of fine-grained soil from the blanket layer of old railway lines in France. *Conférence UNSAT2010, Barcelone, Espagne, 501-507*.
3. Calon N., **Trinh V.N.**, Tang A.M., Cui Y.J., Dupla J.C., Canou J., Lambert L., Robinet A., Schoen O. (2010) Caractérisation hydromécanique des matériaux constitutifs de plate-formes ferroviaires anciennes. *Conférence JNGG2010, Grenoble, France, 787-794*.
4. **Trinh V.N.**, Calon N., Tang A.M., Cui Y.J., Dupla J.C., Canou J., Lambert L., Robinet A., Schoen O. (2011) Caractérisation hydromécanique des matériaux constitutifs de plate-formes ferroviaires anciennes. *Symposium International Georail 19-20 mai 2011, Paris, France. Soumission*.

# SOMMAIRE

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I : CONTEXTE GENERAL ET COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DES SOLS GROSSIERS.....</b>	<b>4</b>
<b>I.1 Contexte général.....</b>	<b>4</b>
I.1.1 Les voies ferrées ballastées en France.....	4
I.1.2 Problématiques concernant les lignes classiques.....	11
I.1.3 Sollicitations ferroviaires.....	14
I.1.4 Fréquences des charges dynamiques.....	20
<b>I.2 Comportement hydromécanique des sols grossiers.....</b>	<b>21</b>
I.2.1 Caractéristiques des sols grossiers.....	21
I.2.2 Comportement mécanique.....	22
I.2.3 Comportement hydraulique.....	38
<b>I.3 Synthèse.....</b>	<b>48</b>
<b>CHAPITRE II : PRESENTATION DES SITES ET DES MATERIAUX ETUDIES....</b>	<b>50</b>
<b>II.1 Introduction.....</b>	<b>50</b>
<b>II.2 Site du prélèvement.....</b>	<b>50</b>
II.2.1 Choix du site.....	50
II.2.2 Visite de reconnaissance.....	51
<b>II.3 Prélèvement du matériau.....</b>	<b>57</b>
<b>II.4 Identification de la couche intermédiaire en place.....</b>	<b>59</b>
II.4.1 Mesure de la densité de la couche intermédiaire.....	59
II.4.2 Mesure de la teneur en eau volumique par sonde Thétaprobe.....	60
II.4.3 Estimation de la perméabilité de la couche intermédiaire.....	60
<b>II.5 Identification du matériau en laboratoire.....</b>	<b>61</b>
II.5.1 Essais d'identification.....	61
II.5.2 Essai de compactage.....	68
<b>II.6 Site d'instrumentation.....</b>	<b>71</b>
II.6.1 Choix du site.....	72
II.6.2 Visite de reconnaissance.....	73
II.6.3 Analyse du sol support du site de Moulin Blanc.....	74
II.6.4 Description du site de Moulin Blanc.....	75
<b>II.7 Conclusion.....</b>	<b>78</b>

<b>CHAPITRE III : TECHNIQUES EXPERIMENTALES.....</b>	<b>81</b>
<b>III.1 Introduction.....</b>	<b>81</b>
<b>III.2 Comportement hydraulique.....</b>	<b>81</b>
III.2.1 Comportement hydraulique du sol de la couche intermédiaire.....	81
III.2.2 Comportement hydraulique du sol de la couche intermédiaire écrêté à 2 mm .....	104
<b>III.3 Comportement mécanique.....</b>	<b>112</b>
III.3.1 Dispositifs expérimentaux.....	112
III.3.2 Procédure d'essai.....	118
<b>CHAPITRE IV : COMPORTEMENT HYDRAULIQUE DU SOL DE LA COUCHE INTERMEDIAIRE.....</b>	<b>121</b>
<b>IV.1 Introduction.....</b>	<b>121</b>
<b>IV.2 Conductivité hydraulique du sol intermédiaire à l'état non saturé.....</b>	<b>122</b>
IV.2.1 Résultats obtenus.....	122
IV.2.2 Détermination de la courbe de rétention d'eau.....	132
IV.2.3 Détermination de la conductivité hydraulique.....	136
<b>IV.3 Conductivité hydraulique du sol saturé en fonction de la densité.....</b>	<b>141</b>
<b>IV.4 Conductivité hydraulique non saturée du sol intermédiaire écrêté à 2 mm.....</b>	<b>146</b>
IV.4.1 Détermination de la courbe de rétention d'eau.....	146
IV.4.2 Essai HPN1-Résultats obtenus.....	147
IV.4.3 Détermination de la conductivité hydraulique.....	151
<b>IV.5 Influence des fines sur la conductivité hydraulique du sol intermédiaire écrêté à 2 mm.....</b>	<b>153</b>
<b>IV.6 Discussion.....</b>	<b>155</b>
<b>CHAPITRE V : COMPORTEMENT MECANIQUE DU SOL DE LA COUCHE INTERMEDIAIRE.....</b>	<b>160</b>
<b>V.1 Introduction.....</b>	<b>160</b>
<b>V.2 Programme expérimental.....</b>	<b>161</b>
<b>V.3 Essais triaxiaux monotones (EM).....</b>	<b>161</b>
V.3.1 Description d'un essai typique.....	162
V.3.2 Synthèse des essais monotones réalisés.....	165
<b>V.4 Essais triaxiaux cycliques (EC).....</b>	<b>172</b>
V.4.1 Procédure de chargement.....	172
V.4.2 Description d'un essai typique.....	175
V.4.3 Influence de la teneur en eau.....	179
V.4.4 Influence de la teneur en fines.....	185

<b>V.5</b>	<b>Modélisation des déformations permanentes axiales.....</b>	<b>191</b>
V.5.1	Détermination des paramètres du modèle proposé.....	193
V.5.2	Vérification du modèle proposé.....	195
<b>V.6</b>	<b>Discussion.....</b>	<b>195</b>
V.6.1	Difficultés des études en laboratoire.....	195
V.6.2	Critères de l'état limite.....	197
V.6.3	Validation du modèle de déformation permanente axiale.....	201
<b>V.7</b>	<b>Conclusions.....</b>	<b>202</b>
<b>CHAPITRE VI : MESURES IN SITU.....</b>		<b>204</b>
<b>VI.1</b>	<b>Introduction.....</b>	<b>204</b>
<b>VI.2</b>	<b>Instrumentation.....</b>	<b>204</b>
VI.2.1	Equipements.....	204
VI.2.2	Installation de capteurs.....	207
<b>VI.3</b>	<b>Résultats obtenus.....</b>	<b>213</b>
<b>VI.4</b>	<b>Etalonnage de capteur de succion (SIS – UMS).....</b>	<b>223</b>
VI.4.1	Sol intermédiaire du site de Sénissiat écrêté à 2 mm.....	223
VI.4.2	Limon de Jossigny et sol intermédiaire du site de Moulin Blanc.....	223
<b>VI.5</b>	<b>Evaporation.....</b>	<b>228</b>
<b>VI.6</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>232</b>
<b>CHAPITRE VII : APPLICATION A L'INFRASTRUCTURE FERROVIAIRE.....</b>		<b>233</b>
<b>VII.1</b>	<b>Introduction.....</b>	<b>233</b>
<b>VII.2</b>	<b>Résultats principaux obtenus.....</b>	<b>234</b>
<b>VII.3</b>	<b>Vérification des fonctions de la couche intermédiaire.....</b>	<b>239</b>
VII.3.1	Transition granulométrique entre le ballast et la plate-forme.....	239
VII.3.2	Réduction des charges transmises au niveau de la plate-forme.....	241
VII.3.3	Drainage de la plate-forme ferroviaire.....	244
VII.3.4	Protection du sol support du gel.....	246
<b>VII.4</b>	<b>Recommandations.....</b>	<b>247</b>
<b>CONCLUSIONS GENERALES.....</b>		<b>248</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....</b>		<b>253</b>





## **INTRODUCTION GENERALE**

Dans un contexte amenant à l'accroissement du trafic et à l'augmentation des vitesses de circulation sur les voies ferrées classiques qui représentent 94% (environ 30 000 km) des lignes ferroviaires exploitées sur le Réseau Ferré National, de nombreuses voies anciennes ont été modernisées, réparées ou remises en état. Les enquêtes préliminaires (Robinet, 2008) effectuées sur les voies anciennes en France ont montré que l'insuffisance de drainage est la cause principale de la dégradation des voies. Sous l'effet des sollicitations répétées des circulations, les eaux piégées provoquent le ramollissement progressif et irréversible des plates-formes ferroviaires ; elles contribuent donc à la réduction de la portance qui se manifeste par l'altération du nivellement puis par des remontées boueuses. Afin de diminuer le degré de saturation et le temps de saturation des couches constitutives des plates-formes ferroviaires, il est nécessaire de mettre en place systématiquement un système de drainage en déblai lors de l'amélioration des voies (SNCF, 2006) bien que ce système implique un investissement coûteux avec une recherche d'exutoire qui n'est pas toujours disponible et que la mise en œuvre de ces dispositifs amène d'importantes perturbations sur l'exploitation ferroviaire. Cependant, certaines plateformes anciennes en déblai sont dépourvues de dispositif de drainage et ne présentent pas pour autant de problèmes de stabilité et/ou de déformations préjudiciables aux circulations ferroviaires.

Sur les lignes classiques, une couche intermédiaire s'est naturellement mise en place pendant le processus de l'exploitation de la voie par l'interpénétration entre le sol support et le ballast sous l'action des circulations. Les rôles remplis par cette couche sont similaires à ceux attribués à la sous-couche mise en œuvre sur les lignes nouvelles (lignes à grandes vitesses - LGV) qui est construite d'après les caractéristiques définies dans les normes, les référentiels, les spécifications techniques de la SNCF (SNCF, 1995; SNCF, 1996b; SNCF, 2006). Pourtant, jusqu'à présent, on a encore très peu de connaissances sur la granulométrie, le comportement mécanique et hydraulique de cette couche ainsi que sur son influence sur le fonctionnement des plates-formes ferroviaires anciennes.

Le sujet de recherche vise à comprendre le comportement de ces plateformes en exploitation, actuellement sans drainage. La compréhension des phénomènes d'interactions entre l'eau et les caractéristiques mécaniques de cette couche permettra de définir les objectifs de drainage des plates-formes anciennes. Les travaux sont présentés en sept chapitres.

Le premier chapitre est consacré à l'étude bibliographique. On commence par la présentation du contexte général du système ferroviaire en France, avec des voies ferrées ballastées. L'accent est mis sur les problématiques liées aux lignes classiques. Les sollicitations et les fréquences des charges sont également abordées. On présente ensuite le comportement hydromécanique des sols grossiers, matériaux similaires au sol de la couche intermédiaire. Concernant le comportement mécanique, on s'intéresse principalement au comportement irréversible sous les chargements répétés, en considérant les paramètres influençant l'évolution des déformations permanentes, et les modèles des déformations permanentes. Quant au comportement hydraulique, après la présentation de généralités sur les sols non saturés, les méthodes de détermination de la conductivité hydraulique des sols non saturés sont abordées.

Le deuxième chapitre consiste en la présentation des sites et des matériaux étudiés. On commence par présenter les critères de sélection du site de prélèvement, et on aborde ensuite la méthode de prélèvement du matériau sur le site sélectionné ainsi que les méthodes d'identification du matériau en laboratoire. Enfin, la sélection et la description du site d'instrumentation pour le suivi *in-situ* sont présentées.

Le troisième chapitre présente les dispositifs expérimentaux en laboratoire et les procédures expérimentales utilisées. Afin d'étudier le comportement hydraulique de la couche intermédiaire, deux colonnes d'infiltration sont développées : colonne d'infiltration de 300 mm de diamètre et de 600 mm de hauteur pour le sol intermédiaire naturel et colonne d'infiltration de 50 mm de diamètre et de 200 mm de hauteur pour le sol intermédiaire écrêté à 2 mm. Dans cette partie, les étalonnages des capteurs de teneur en eau volumique (TDR) sont également présentés. Concernant les études du comportement mécanique de la couche intermédiaire, le dispositif utilisé est l'appareil triaxial de grand diamètre développé au laboratoire dans le cadre des travaux antérieurs, qui permet de réaliser des essais sur des éprouvettes de sol de 300 mm de diamètre et de 600 mm de hauteur.

Le quatrième chapitre présente les résultats du comportement hydraulique de la couche intermédiaire. Les courbes de rétention d'eau du sol de la couche intermédiaire sont déterminées à l'aide de cinq paires de capteurs de teneur en eau (TDR) et de succion (T8)

installés à des hauteurs de 100, 200, 300, 400 et 500 mm dans la grande colonne d'infiltration ( $\Phi = 300$  mm,  $H = 600$  mm). La méthode des profils instantanés est utilisée pour déterminer la conductivité hydraulique à l'état non saturé à partir des profils de suctions et de la teneur en eau. La conductivité hydraulique à l'état saturé en fonction de la densité est déterminée pour estimer la conductivité hydraulique de la couche intermédiaire *in-situ*. Dans ce chapitre, on présente également les propriétés hydrauliques du sol de la couche intermédiaire écrêté à 2 mm qui influence de façon importante les propriétés hydrauliques de la couche intermédiaire. L'accent est mis sur l'effet de la fraction des fines.

Le cinquième chapitre présente le comportement mécanique de la couche intermédiaire. Tout d'abord, les caractéristiques mécaniques du sol sont présentées, obtenues à l'aide des essais triaxiaux monotones. Ensuite, on présente le comportement réversible et les déformations permanentes sous un chargement répété, identifié à l'aide des essais triaxiaux cycliques. L'influence de la teneur en eau et de la teneur en fines sur le comportement mécanique de la couche intermédiaire est également présentée. Enfin, on présente un modèle empirique qui est développé en se basant sur les résultats expérimentaux obtenus et qui prend en compte le nombre de cycle, le niveau de chargement et l'état hydrique de la couche intermédiaire.

Le sixième chapitre est consacré aux mesures *in-situ*. On commence par la présentation du site de Moulin Blanc instrumenté des capteurs de succion et de température, d'une station météo, des accéléromètres et des piézomètres. On présente ensuite les données enregistrées. Les mesures de succion sont corrélées avec l'évaporation potentielle déterminée à partir des données météorologiques ; les mesures de température permettent de confirmer la fonction de protection au gel de la plateforme.

Le septième chapitre présente l'application à l'infrastructure ferroviaire. Dans ce chapitre, on synthétise d'abord les résultats principaux obtenus dans cette étude. Ensuite, en se basant sur les résultats expérimentaux, on vérifie les fonctions de la couche intermédiaire dans le système ferroviaire. Enfin, quelques recommandations sont dégagées pour assurer le bon fonctionnement de l'infrastructure ferroviaire présentant une couche intermédiaire.

## CHAPITRE I : CONTEXTE GENERAL ET COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DES SOLS GROSSIERS

### I.1 Contexte général

#### I.1.1 Les voies ferrées ballastées en France

##### I.1.1.1 Réseau ferroviaire

La SNCF exploite actuellement environ 32 000 km (SNCF, 2009a) de ligne ferroviaire dont presque 94% de lignes dites « classiques » et 6% seulement de lignes dites « nouvelles » ou Lignes à Grande Vitesse (LGV).

La Figure I-1 présente la carte du réseau ferré en France en 2010. Les lignes à grande vitesse sont indiquées en couleur bleu (en France) et en rouge (en dehors de la France). Les lignes classiques sont en noir pour les lignes empruntées par les trains TGV et en gris pour les autres lignes classiques.



Figure I-1 : Réseau ferré en France en 2010 (SNCF, 2010)

Les lignes classiques ou les voies anciennes, construites avant les années 1980, permettent une vitesse maximale de circulation de 220 km/h. Lors de leur construction, une couche de ballast a été posée directement sur le sol support ou sur une couche de fondation utilisant les matériaux régionaux. On dispose de peu d'informations concernant les caractéristiques des constituants des plates-formes des ces lignes.

Les LGV sont des lignes ferroviaires construites pour permettre la circulation de trains à grande vitesse, supérieure à 220 km/h. Notons qu'à l'origine, la notion de grande vitesse était donnée pour des vitesses au-delà de 200 km/h. La première ligne de ce type a été mise en service au Japon en 1964. En France, la première ligne (Paris – Lyon) a été construite en 1974 et inaugurée en 1981. Les règles de dimensionnement ainsi que les caractéristiques requises pour les différents constituants ont été mis au point pour la construction des LGV.

### I.1.1.2 Constituants des voies ferrées ballastées

La Figure I-2 présente une voie ferrée ballastée typique constituée par les rails, le système d'attache, la semelle des traverses. L'ensemble repose sur la structure d'assise qui est constituée d'une ou plusieurs couches granulaires.

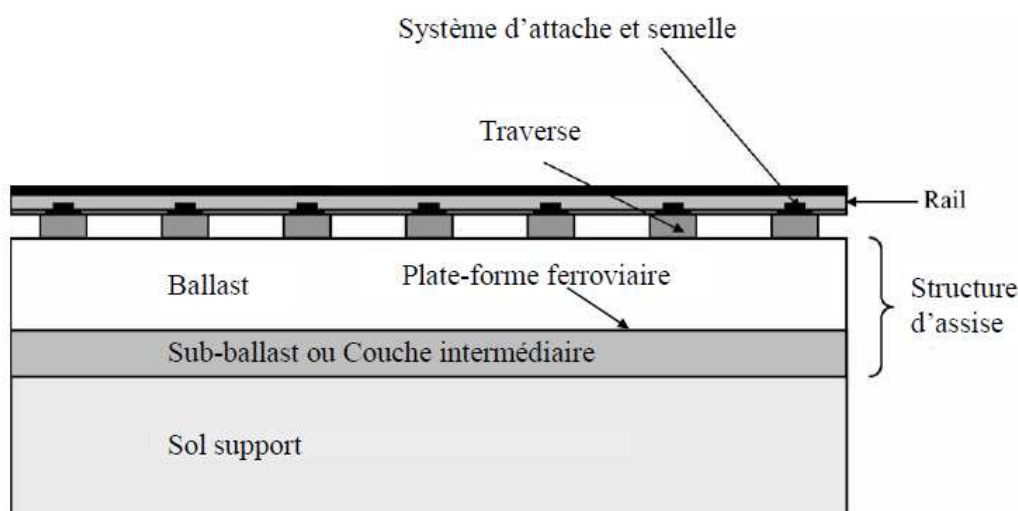


Figure I-2 : Composition d'une voie ferrée ballastée typique (Burrow *et al.*, 2007)

Chaque constituant de la voie joue un rôle primordial dans la stabilité de la voie. Les rails assurent le support vertical des roues des véhicules et guide les roues dans le sens transversal. Il est soumis à diverses sollicitations : charges statiques et dynamiques, chocs produits au franchissement des joints ou de défauts géométriques, efforts longitudinaux par les accélérations ou par les freinages, efforts thermiques. Le rail est fixé sur les blochets des traverses par l'intermédiaire des attaches.

Le système d'attache rail-traverse assure la fixation du rail sur la traverse. Il assure une élasticité aussi bien dans le sens vertical que dans le sens horizontal. Une semelle d'élastomère cannelée de 9 mm d'épaisseur est posée entre le rail et la traverse afin de permettre l'absorption des vibrations dans le rail.

Les traverses permettent la transmission des charges du rail au ballast, le maintien de l'écartement des deux files de rails et le maintien de l'inclinaison au 1/20 du rail. Les traverses en bois originelles sont à présent remplacées par les traverses en béton armé (monobloc ou bi-blocs) pour des raisons de coût, de performance et de durée de vie. La distance entre deux traverses consécutives est de 0,6 m.

La couche de ballast est une couche d'agréats minéraux grossiers concassés répondant à des critères de qualité portant essentiellement sur la pétrographie, la morphologie des grains ainsi que la dureté, la propreté et les propriétés d'altérabilité. Par le passé, on a pu utiliser d'autres matériaux plus friables comme le calcaire ou des matériaux roulés. Au début de l'exploitation des premières lignes à grande vitesse, les normes de dureté et de résistance à la fragmentation ont été renforcées pour limiter la détérioration du ballast (AFNOR, 2003; Cholet *et al.*, 2006).

D'après SNCF (2007), les fonctions de la couche de ballast sont :

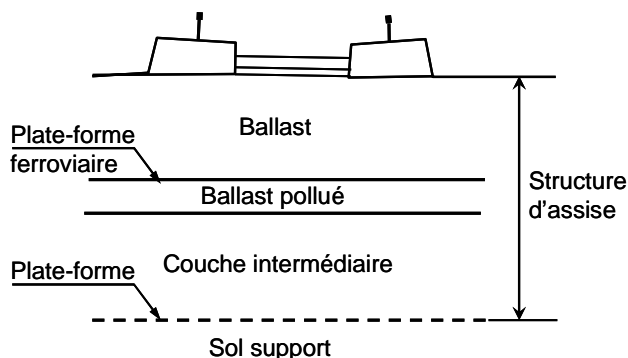
- la répartition des charges et l'amortissement des efforts dynamiques engendrés par les circulations ;
- la stabilité longitudinale et transversale de la voie ;
- le drainage et l'évacuation rapide des eaux de pluie.

De plus, le ballast permet la rectification très rapide du nivellement et du tracé des voies au moyen du bourrage-dressage mécanisé.

La classe du ballast neuf est de 31,5/50 (anciennement 25/50). L'épaisseur de la couche de ballast, comprise entre 150 mm et 350 mm, dépend du type de traverse, de la vitesse des trains et du groupe UIC (Union Internationale des Chemins de Fer) de la ligne ferroviaire (SNCF, 2007). Les autres caractéristiques du ballast sont conformes à la norme NF EN 13450 (AFNOR, 2003) et au Référentiel Infrastructure IN0274 (SNCF, 2007).

La plate-forme ferroviaire est la structure sur laquelle repose le ballast. La plate-forme ferroviaire des lignes classiques est différente de celle des LGV. Pour les lignes classiques, pendant leur construction, le ballast a été directement posé sur le sol support. Après plusieurs années d'exploitation, les charges répétées des trains, les opérations d'entretien des voies et

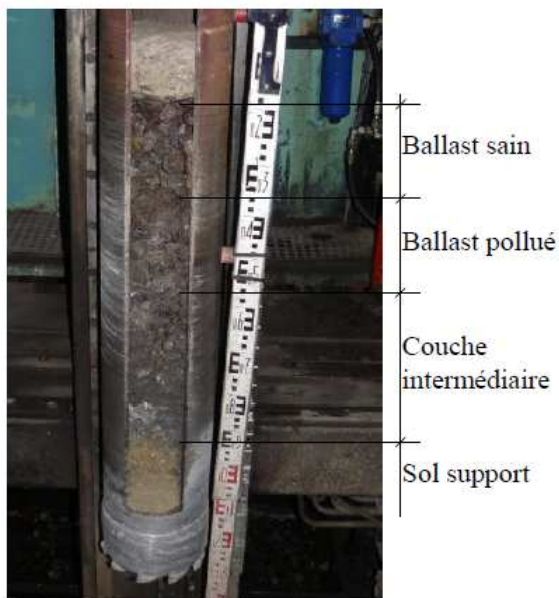
les variations climatiques ont modifié la plate-forme. Une structure d'assise typique des lignes classiques est présentée sur la Figure I-3 d'après le référentiel d'infrastructure IN0259 de la SNCF (SNCF, 1996a).



**Figure I-3: Structure d'assise des lignes classiques (SNCF, 1996a)**

Les composants principaux de haut en bas d'une plate-forme ferroviaire des lignes classiques sont les suivants :

- Une couche de « *ballast pollué* » qui se trouve entre la couche intermédiaire et la couche de ballast. Cette couche est formée de ballast ainsi que de fines issues de l'attrition du ballast, du sol support et de l'environnement (traverses, rails, trains fret,...). L'analyse visuelle des sondages carottés réalisés sur les voies anciennes montre que cette couche est un mélange de ballast et de fines (Figure I-4).



**Figure I-4 : Carottage sur une ligne classique**



- Une « *couche intermédiaire* » qui s'est créée depuis l'édification de la ligne sous l'action des trains par l'interpénétration du sol support, des éventuelles couches de matériaux rapportés à la construction de la ligne ou lors de son entretien (ballast, pierres cassées, graviers, sables, mâchefer, etc.) et de produits divers (scories, produits d'usure, etc.) (SNCF, 1996a). Visuellement, cette couche est hétérogène et contient plus de fines du sol support et d'autres matériaux plus petits que le ballast par rapport à la couche de ballast pollué (Figure I-4).
- Le « *sol support* » qui fait partie de l'ouvrage en terre sur lequel est rapportée la structure d'assise. Le mètre supérieur du sol support est désigné par PST (Partie Supérieure des Terrassements) (SNCF, 2006).

A partir des carottages réalisés tous les 50 m le long de la ligne classique de Saint Germain des Fossés à Nimes, Elaskar (2006) a établi une cartographie des couches de cette ligne, montrant que l'épaisseur et les composants des couches de la plate-forme ferroviaire sont très variables (Figure I-5).

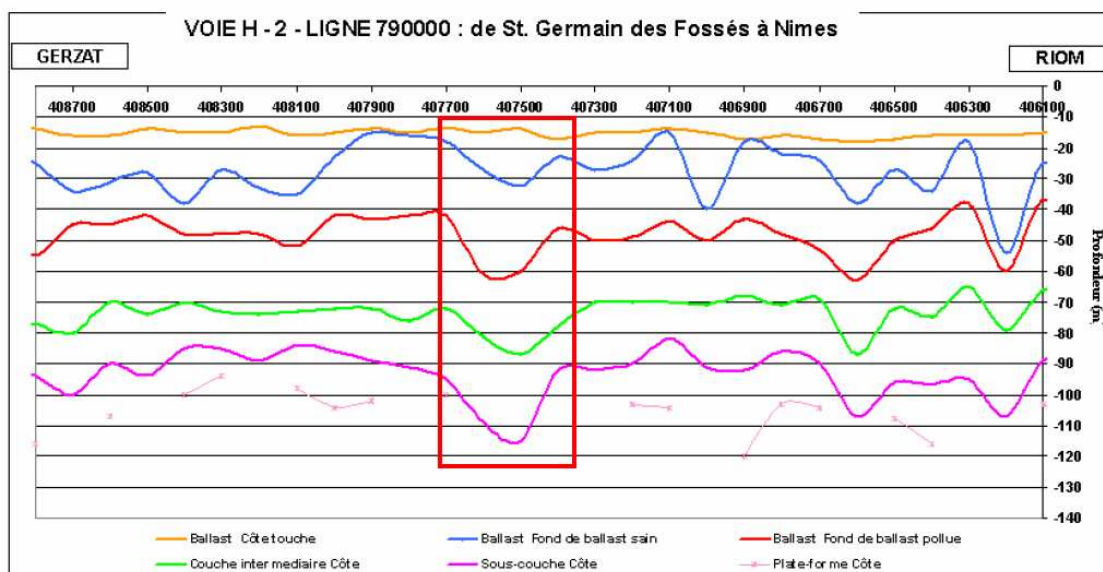


Figure I-5 : Cartographie générale effectuée avec les données de carottage (Elaskar, 2006)

La plate-forme ferroviaire de lignes nouvelles (LGV) est constituée d'une « *sous-couche* », d'une « *couche de forme* » normale ou rapportée au-dessus de la partie supérieure des terrassements (Figure I-6).



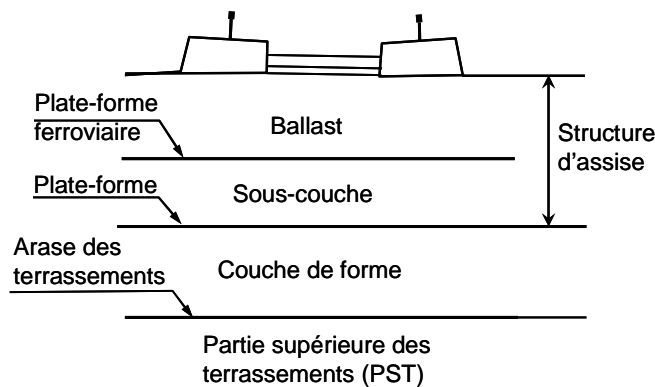


Figure I-6: Structure d'assise des lignes nouvelles (SNCF, 2006)

- La « *sous-couche* » est définie comme étant une couche de matériaux granulaires bien gradués, insensible à l'eau et intercalée entre le ballast et la plate-forme de terrassement, sur une épaisseur comprise entre 0,15 m et 0,55 m. Lors de la mise en œuvre de la sous-couche, son compactage doit permettre d'obtenir une compacité équivalente à  $q_1$  correspondant à 100% de l'Optimum Proctor Modifié (OPM). Cette couche a pour fonction :
  - d'assurer, en complément du ballast, la répartition des charges transmises au niveau de la plate-forme ;
  - d'assurer la transition granulométrique entre le ballast et la plate-forme ;
  - de protéger la plate-forme du ruissellement des eaux de pluie qui s'infiltrent relativement vite à travers le ballast ;
  - de protéger la plate-forme du gel.

D'après SNCF (1996b), la sous-couche peut être divisée en deux couches suivantes :

- la couche « *sous ballast* » qui est la partie supérieure de la sous-couche en contact avec le ballast, le matériau de cette couche étant en grave 0/31,5 (SNCF, 1995) compactée à 100% OPM ;
- la « *couche de fondation* » qui est la partie inférieure de la sous-couche. Elle peut être en grave 0/31,5 ou en grave sableuse (SNCF, 1995) compactée à 100% OPM. Cette couche permet la circulation des engins de chantier pour la mise en œuvre de la couche sous ballast sans risque d'endommagement de la plate-forme. Elle n'est pas nécessaire pour les plates-formes de bonne qualité (P3). Sur plates-formes P1 et P2, l'épaisseur de la couche de fondation ne doit jamais être inférieure à 0,15 m, quel que soit le groupe UIC de la ligne. La

qualité de la plate-forme se détermine selon le Tableau I-1 à partir de la classe qualité du sol support et de la qualité et de l'épaisseur de la couche de forme.

**Tableau I-1 : Détermination de la classe de portance de la plate-forme (SNCF, 1996b)**

Classe de qualité du sol support	Qualité de la couche de forme		Epaisseur de la couche de forme rapportée $e_f$ (m)	Classe de portance de la plate-forme
	Normale (épaisseur mini 0,30 m)	Rapportée		
S1 (ou Rt 1)	S1			P1
		Rt 2	0,50	P2
		Rt 3	0,35	P2
		Rt 3	0,50	P3
S2 (ou Rt 2)	S2			P2
		Rt 3	0,35	P3
S3 (ou Rt 3)	S3			P3

La classe de qualité du sol support en place  $S_i$  ou rapportée  $Rt_i$  est définie d'après la classification des sols de la norme NF P 11 300 (AFNOR, 1992). Le Tableau I-2 présente un exemple de classification des sols meubles.

**Tableau I-2 : Exemple de classification des sols meubles (SNCF, 1996b)**

Classification de la NF P 11 300	Classe de qualité en place				Classe de qualité en réutilisation [1]			Sensibilité au Gel
	S0	S1	S2	S3	Rt1 [2]	Rt2 [3]	Rt3 [4]	

### 1.1 - Classe A : sols fins

Exemples : limons, marnes, argiles, limon argileux, argiles sableuses, argiles limoneuses, ...

A1	$V_{bs} \leq 2,5$ (ou $I_p \leq 12$ )	A1h	A1m & A1s	A1s B.C.Hydro sais. sèche					SGt
A2	$12 < I_p \leq 25$ (ou $2,5 < V_{bs} \leq 6$ )	A2h	A2m & A2s	A2s B.C.Hydro sais. sèche					SGt
A3	$25 < I_p \leq 40$ (ou $6 < V_{bs} \leq 8$ )	A3h	A3m & A3s						SGt
A4	$I_p > 40$ (ou $V_{bs} > 8$ )	A4h	A4m & A4s						

- La « couche de forme » est une structure plus ou moins complexe permettant d'adapter les caractéristiques aléatoires et dispersées des matériaux de remblai ou du terrain en place aux caractéristiques mécaniques, géométriques, hydrauliques et thermiques qui ont été estimées dans la conception de l'ouvrage (SNCF, 2006). La couche de forme sert de support aux structures d'assise et doit permettre la mise en œuvre de la sous-couche. Son compactage doit atteindre la densification  $q_3$  selon la guide GTR

(SETRA, 1992a). Cette couche peut être qualifiée de forme normale ou rapportée selon la qualité du sol support et la demande de la portance de la plate-forme.

- La « *couche de forme normale* » est une couche de même nature que l'ouvrage en terre et elle est améliorée par compactage sur une épaisseur minimale de 0,3 m.
- La « *couche de forme rapportée* » est une couche de forme en matériaux de meilleure qualité que ceux constituant l'ouvrage en terre. Pour les lignes à grande vitesse, cette technique est utilisée pour obtenir une plate-forme de classe de portance  $P3 = 80 \text{ MPa}$  (SNCF, 1996a).

Lorsque la couche de forme comporte plus de 12% de fines, un géotextile séparation est intercalé entre la sous-couche et la couche de forme pour améliorer la qualité anti-contaminante des structures d'assise et pour faciliter leur mise en œuvre (SNCF, 1996a).

### I.1.2 Problématiques concernant les lignes classiques

Comme évoqué précédemment, sur les lignes classiques, il existe en général entre la couche de ballast et la plate-forme une couche intermédiaire qui s'est constituée, sous forme d'un mélange plus ou moins pollué, de matériaux variables : ballast, grave, sable, scories, sol, *etc.* Contrairement aux voies nouvelles où les matériaux, avec des caractéristiques bien définies, sont mis en œuvre par couches d'épaisseurs sensiblement constantes avec un compactage approprié, l'épaisseur et la nature de la structure d'assise des voies anciennes s'avèrent plus variées. Ceci est, en grande partie dû, au mode d'exécution initial de la voie, sans compactage, ayant entraîné des tassements très variables d'un point à un autre et donc des défauts de nivellements de rail observés entre les zones géologiquement hétérogènes (SNCF, 1996a).

La dégradation du nivellement peut être identifiée à l'aide d'une rame spéciale appelée Voiture Mauzin (Alias, 1984). Les causes principales sont synthétisées ci-après.

#### I.1.2.1 Usure et pollution du ballast

L'usure du ballast est engendrée par les phénomènes de frottement et de choc. Les éléments fins ainsi formés remplissent les vides et réduisent la perméabilité (SNCF, 1996a). L'usure des ballasts due au trafic a été étudiée par Li & Selig (1995) ; Indraratna *et al.* (2005); Lackenby *et al.* (2007); Karraz (2008). En réalisant des essais triaxiaux cycliques sur des

micro-ballasts (6-24 mm), Karraz (2008) a obtenu 7% de grains inférieurs à 6 mm produits par le chargement cyclique après 3,5 millions de cycles.

Après plusieurs années d'exploitation, le ballast est endommagé et contaminé. Par conséquent, la performance de la couche de ballast est réduite. Ce processus provoque la pollution du ballast. Selig & Water (1994) ont synthétisé l'origine de la pollution du ballast en Amérique du Nord comme sur la Figure I-7. On trouve que la pollution du ballast provient principalement de la dégradation du ballast (76% de la masse totale) et de la remontée des particules fines des couches sous ballast (13%).

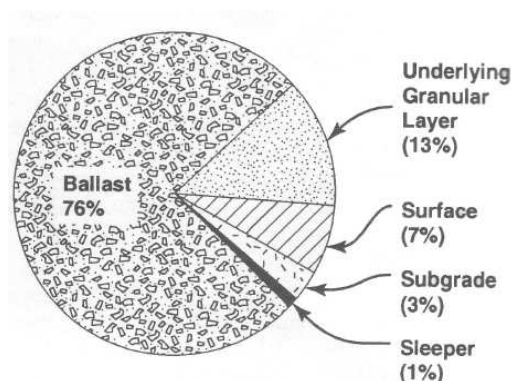


Figure I-7 : Origine de la pollution du ballast (Selig & Water, 1994)

### I.1.2.2 Mauvais fonctionnement hydraulique

Selon la SNCF (1996a), les principaux désordres affectant la tenue de la voie sont dus, en général, à la mauvaise qualité du drainage de la structure d'assise. Cela est causé par le dispositif de drainage inexistant ou mal dimensionné.

Robinet (2008) a présenté une enquête menée sur le réseau ferré français. Cette étude a permis d'identifier d'une part les causes de la mauvaise tenue de la voie liée à la plate forme et d'autre part leurs représentativités :

- |   |      |
|---|------|
| - insuffisance de drainage                            | 92 % |
| - pollution du ballast                                | 50 % |
| - influence des joints des rails                      | 47 % |
| - épaisseur insuffisante de ballast et de sous couche | 34 % |
| - influence des charges roulantes                     | 27 % |
| - influence du type de traverses                      | 26 % |
| - gel et dégel  | 5 %  |
| - instabilité des terrains sous-jacents               | 3 %  |

L'enquête indiquait par ailleurs une répartition des types de sol (cas d'un sol support fin) nécessitant des travaux d'amélioration de plates formes (Figure I-8). Cette figure montre que ces travaux ont été généralement réalisés sur des sols support argileux.

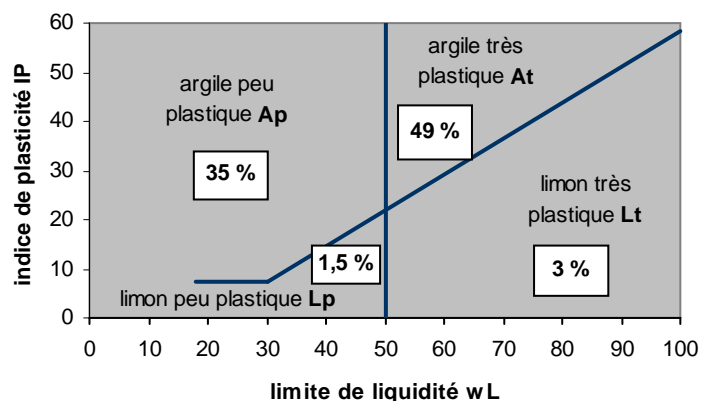


Figure I-8 : Répartition des sol support (Robinet, 2008)

Sous l'effet des sollicitations répétées des circulations, les eaux piégées dans la plate-forme peuvent provoquer une remontée boueuse ou la rupture du sol support. Dans le cas où le sol support est argileux, le passage répété de trains crée une action de pompage et produit alors une remontée d'argile ramollie par la présence d'eau. Ce phénomène concerne essentiellement les lignes existantes où la couche intermédiaire n'assure pas la condition de séparation entre la couche de ballast et le sol support. Celui-ci provoque la pollution du ballast, la diminution de la portance de la plate-forme, l'augmentation du tassement de la voie. La Figure I-9 présente les photos de deux cas où l'on a observé le phénomène de remontée boueuse.



(Selig & Water, 1994)



(Haque *et al.*, 2008)

Figure I-9 : Phénomène de remontée boueuse

Les deux types les plus connus de la rupture du sol support engendrée par la répétition de charges sont la rupture progressive par cisaillement et celle par l'accumulation de déformation plastique excessive (poche de ballast). La rupture progressive par cisaillement est présentée sur la Figure I-10. En présence d'eau, les sols supports sensibles à l'eau (argileux) sont ramollis engendrant une diminution rapide de la portance du sol support. Cette rupture progresse jusqu'à la surface du sol support créant un cisaillement du sol support du fait d'un cumul de la surcharge.

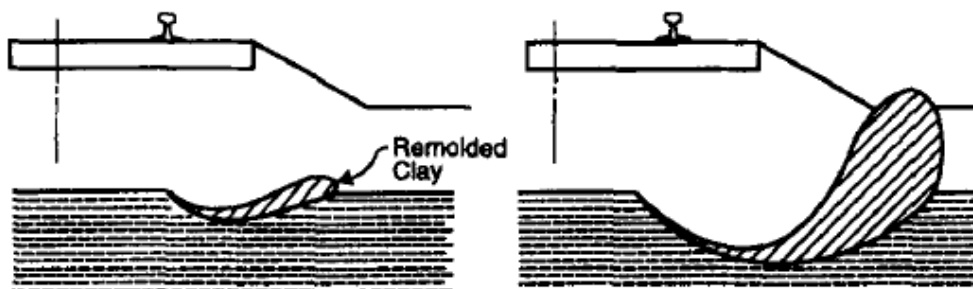


Figure I-10 : Rupture progressive par cisaillement (Li & Selig, 1998)

L'autre cas concerne l'accumulation de déformation plastique excessive appelée la poche de ballast « ballast pocket » et est présenté sur la Figure I-11. La poche de ballast est la résultante verticale de la déformation de cisaillement progressive. Cette rupture est causée par la compaction progressive ou la consolidation du sol support sous les sollicitations répétées.

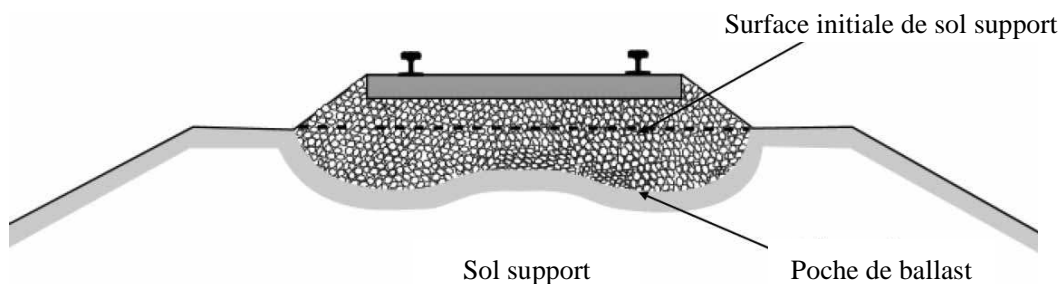


Figure I-11 : Poche de ballast (Li & Selig, 1998)

### I.1.3 Sollicitations ferroviaires

#### I.1.3.1 Charges dues aux trains

La voie supporte les efforts verticaux, transversaux et longitudinaux. Si les efforts transversaux et longitudinaux n'ont que peu d'influence sur la superstructure, les efforts verticaux ont une influence déterminante sur les éléments constitutifs de la structure d'assise et de la plate-forme ferroviaire.

## Chapitre I : Contexte général et comportement hydromécanique des sols grossiers

---

Les charges verticales totales de trains sur le rail peuvent être classées en deux groupes : les charges quasi-statiques et les charges dynamiques (Esveld, 2001) :

$$Q_{tot} = Q_{quasi-statique} + Q_{dyn} \quad (I-1)$$

$$Q_{quasi-statique} = Q_{static} + Q_{centri} + Q_{vent} \quad (I-2)$$

où :  $Q_{static}$  est la charge statique de la roue, égale à la moitié de la charge à l'essieu statique ;

$Q_{centri}$  est l'augmentation de la charge de la roue sur le rail extérieur dans les virages due à la force centrifuge non compensée ;  $Q_{vent}$  est l'augmentation de la charge de la roue due aux vents latéraux ;  $Q_{dyn}$  est la charge dynamique de la roue.

Concernant la charge statique, les voies sont classées en trois catégories par UIC en fonction de la masse du rail et de l'espacement des traverses : A (16 t par essieu) ; B (18 t par essieu) ; C (20 t par essieu).

Ces trois catégories sont elles-mêmes décomposées chacune en trois sous-groupes caractérisés par le rapport entre le poids total du véhicule et de la longueur mesurée entre ses deux extrémités : sous-catégorie 2 (6,4 t/m) ; sous-catégorie 3 (7,2 t/m) ; sous-catégorie 4 (8,0 t/m).

Au niveau international, certains réseaux admettent des charges supérieures : 25 à 32 t aux USA ; 25 t en Russie.

La charge dynamique verticale est une partie aléatoire des charges du train. Elle provient principalement des irrégularités au niveau du contact rail-roue qui dépend de la vitesse du train, de la charge statique, des conditions de la voie, de l'état de la voiture, etc.

Généralement, la charge totale verticale du train est déterminée par les formules empiriques à partir de la charge statique du train. Li et Selig (1998b) ont proposé une formule simple Eq.(I-3), pour calculer la charge du train. Cette formule est recommandée par AREA (American Railway Engineering Association):

$$P_{di} = \left( 1 + \frac{0,0052v}{D_w} \right) P_{si} \quad (I-3)$$

Où :  $P_{di}$  est la charge totale de la roue (t) ;  $P_{si}$  est la charge statique de la roue (t) ;  $D_w$  est le diamètre de la roue (m) ;  $v$  est la vitesse du train (km/h).

Au Japon, la charge dynamique équivalente est calculée par l'Eq.(I-4) (Salim & Indraratna, 2004):



$$P'_w = P_w \left( 1 + \frac{v}{100} \right) (1 + C) \quad (\text{I-4})$$

où :  $P'_w$  est la charge dynamique équivalente de la roue (t);  $P_w$  est la charge statique de la roue ;  $v$  est la vitesse du train (km/h) ;  $C$  est un coefficient ( $C = 0,3$ ). En comparant avec l'Eq.(I-3), l'Eq.(I-4) est indépendante du diamètre de la roue.

### I.1.3.2 Distribution des charges ferroviaires dans la structure d'assise

La distribution des charges du train sur le rail, sur les traverses et dans les différentes couches d'une fondation de la voie ferrée peut être présentée selon la Figure I-12.

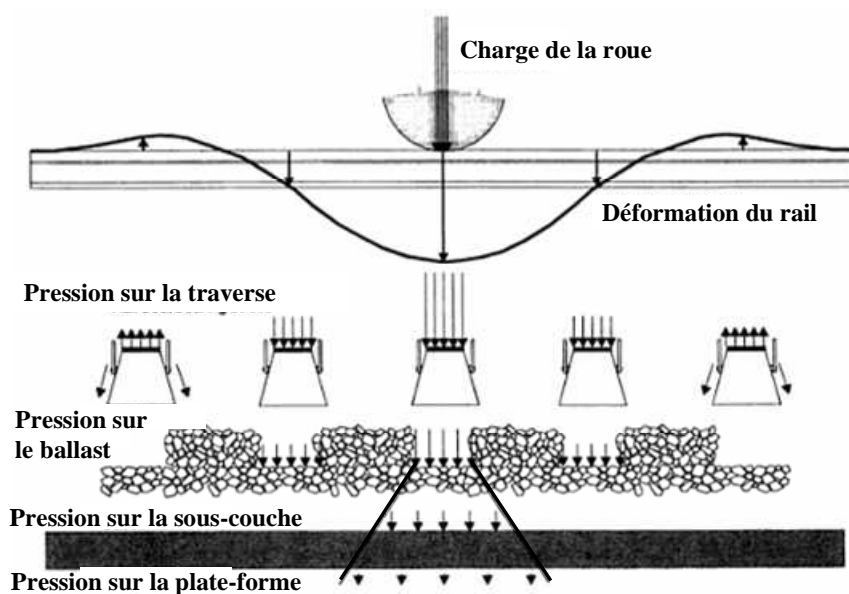


Figure I-12: Distribution de la charge de roue sur la plate-forme ferroviaire (Selig & Water, 1994)

La transmission de la charge de la roue sur les traverses dépend du type de traverses et de l'espacement de ces dernières. Profillidis (1983) a calculé la distribution de la charge appliquée sur les traverses par la méthode aux éléments finis. Avec un espacement des traverses de 0,6 m, les pourcentages moyens de la charge répartie sur les traverses sont indiqués sur la Figure I-13.

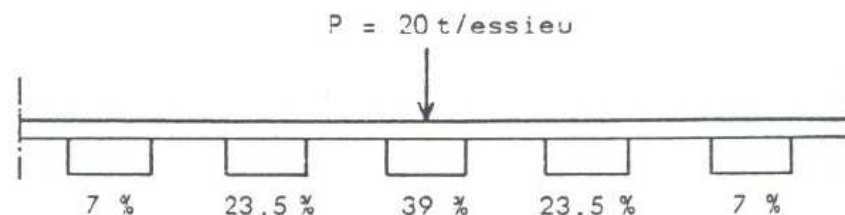


Figure I-13: Transmission de la charge appliquée (Profillidis, 1983)



Afin de déterminer la pression sur les couches sous-jacentes, deux méthodes principales existent : la méthode théorique (théorie de l'élasticité de Boussinesq) et la méthode semi-empirique ou empirique (Doyle, 1980).

La théorie de l'élasticité de Boussinesq considère le ballast et la plate-forme comme un espace semi infini, élastique et homogène. La relation entre la contrainte et l'épaisseur de la couche de ballast peut être calculée de la façon suivante :

$$\sigma_z = P_a \left[ 1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1,5}} \right] \quad (\text{I-5})$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{P_a}{2} \left[ (1 + 2\nu) - \frac{2(1 + \nu)z}{(a^2 + z^2)^{0,5}} + \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1,5}} \right] \quad (\text{I-6})$$

Où :  $P_a$  est la pression uniforme moyenne en surface (kPa) ;  $a$  est le rayon de la surface chargée circulaire (m) ;  $\nu$  est le coefficient de Poisson du matériau ;  $z$  est la profondeur sous traverse (m).

Si la surface chargée est rectangulaire comme la surface entre la traverse et le ballast, le rayon de la surface chargée circulaire ( $a$ ) peut être calculé approximativement par l'Eq. (I-7) proposée par Kurzweil (1972) :

$$a = \left[ \frac{A_s}{\pi} \right]^{0,5} = \left[ \frac{BL}{\pi} \right]^{0,5} \quad (\text{I-7})$$

Où :  $B$  est la largeur de la traverse (m) ;  $L$  est la longueur effective de la traverse en contact avec le ballast (m).

Parmi les méthodes semi empiriques ou empiriques, la méthode de diffusion de charge est la plus utilisée en pratique. Elle suppose que la charge est distribuée verticalement avec une pente 1 : 1 ou 1 : 2 (Figure I-14).

Une comparaison entre la méthode de Boussinesq et celle de diffusion de charge avec une pente 1 : 1 et 1 : 2 est présentée sur la Figure I-15. On trouve que la distribution de la charge avec une pente 1 : 2 est plus représentative que celle modélisée avec une pente 1 : 1.

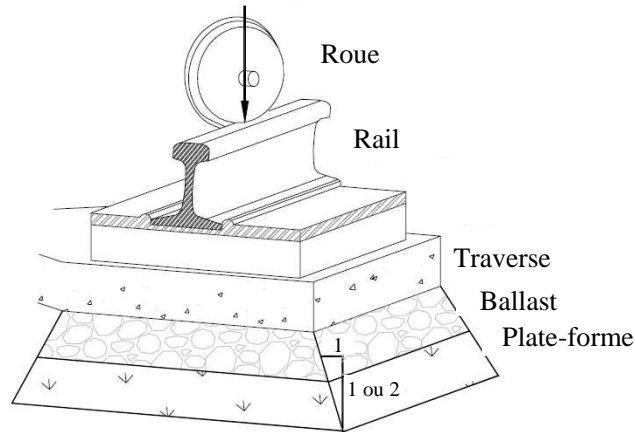


Figure I-14 : Distribution de charge – Méthode de diffusion de charge

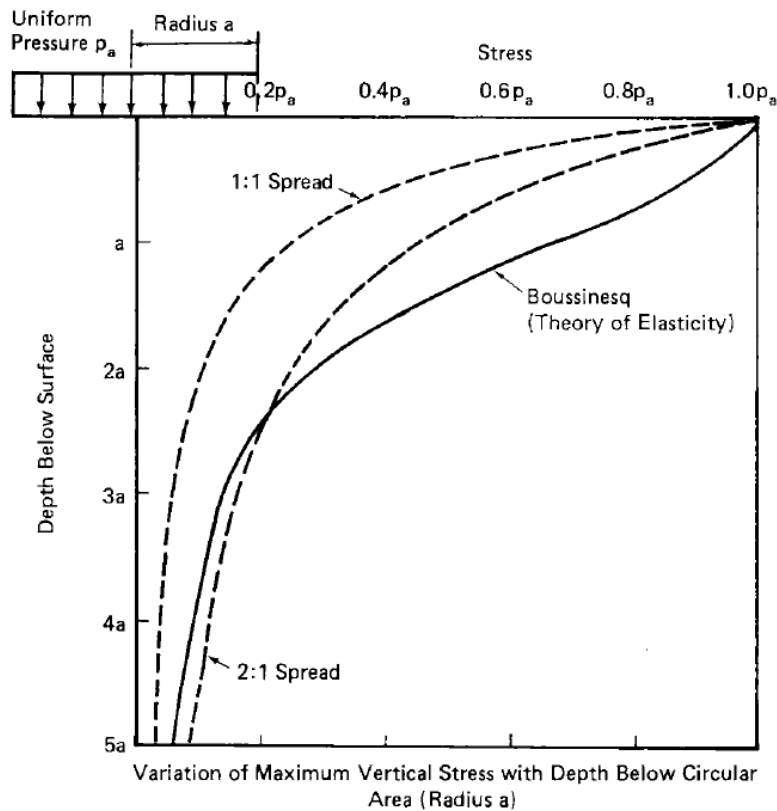


Figure I-15 : Comparaison entre la méthode de Boussinesq et celle de diffusion de charge (Doyle, 1980)

Jain & Keshav (1999) a mis en place plusieurs capteurs de pression à des profondeurs différentes dans la couche de ballast et la plate-forme d'une voie ferrée. La distribution de la charge du train en fonction de la profondeur et du poids du train est présentée sur la Figure I-16. Par exemple, à une profondeur de 30 cm sous traverse, les trains de 20,32 t/essieu et 30,00 t/essieu engendrent respectivement des contraintes verticales d'environ 0,6 kg/cm<sup>2</sup> (60 kPa) et 0,9 kg/cm<sup>2</sup> (90 kPa).

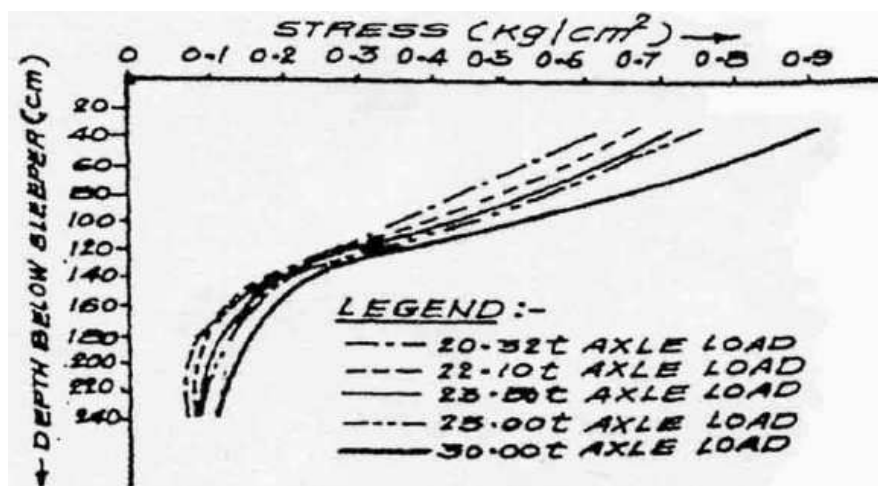


Figure I-16 : Distribution de charge de train en fonction de la profondeur et du poids de train (Jain & Keshav, 1999)

Plusieurs modèles numériques ont été développés pour calculer la contrainte dans la fondation ferroviaire (Stewart & Selig, 1982; Shahu *et al.*, 1999; Powrie *et al.*, 2007; Chang *et al.*, 1980). La Figure I-17 présente un exemple calculé par le modèle GEOTRACK (cité par Selig & Water, 1994) pour un train de 29,2 t/essieu. Le résultat montre une diminution considérable de la contrainte verticale à l'interface ballast – sol support qui est liée à la différence du module d'Young entre le ballast (310 MPa) et le sol support (55 MPa). Ce résultat montre également que la contrainte à l'interface ballast – sol support (profondeur de 0,3 m sous traverse) est d'environ 80 kPa.

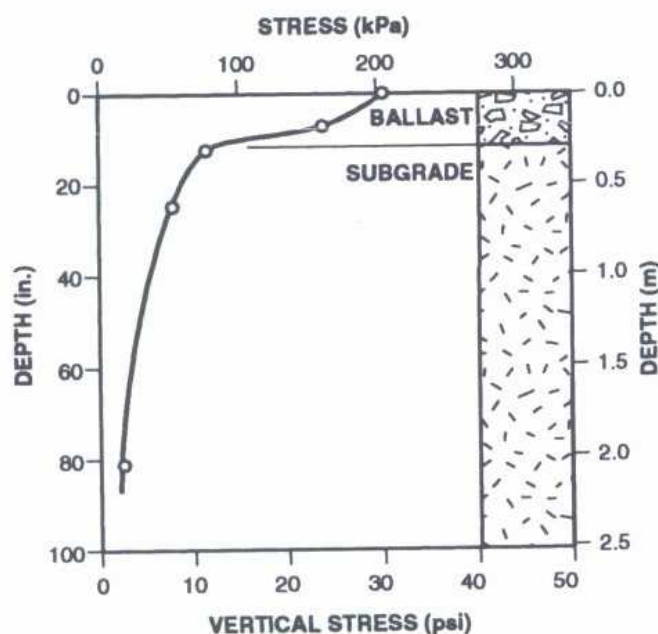


Figure I-17 : Contrainte verticale en fonction de la profondeur (Selig & Water, 1994)

### I.1.4 Fréquences des charges dynamiques

D'après Alias (1984), la circulation des trains sur une voie ferrée provoque l'émission de vibration, des phénomènes de glissement roue/rail ainsi que l'apparition d'imperfections dans la géométrie de la roue et du rail. Pour les sollicitations transmises dans le sol, la fréquence varie de 0 à 15 Hz, et elles sont dues essentiellement aux masses suspendues (caisse et bogie) des véhicules.

A partir du déplacement des traverses mesuré in situ lors du passage des trains à 50 km/h, Priest *et al.* (2010) ont trouvé que celui-ci est dominé par les paires de bogies situées aux extrémités des wagons. La fréquence de charge de ces bogies, est mesurée à 1 Hz, à comparer aux autres valeurs obtenues : bogies individuels (2 Hz) et essieux (6 Hz) (Figure I-18). Le résultat a montré que : (1) la fréquence diminue avec la profondeur ; (2) à une profondeur de 780 mm au-dessous de la traverse, il n'y a que l'effet des bogies individuels et des essieux.

Conformément à cette observation, la fréquence de la sollicitation dans la couche intermédiaire ou la sous-couche dépend principalement de la vitesse des trains et de la distance entre bogies.

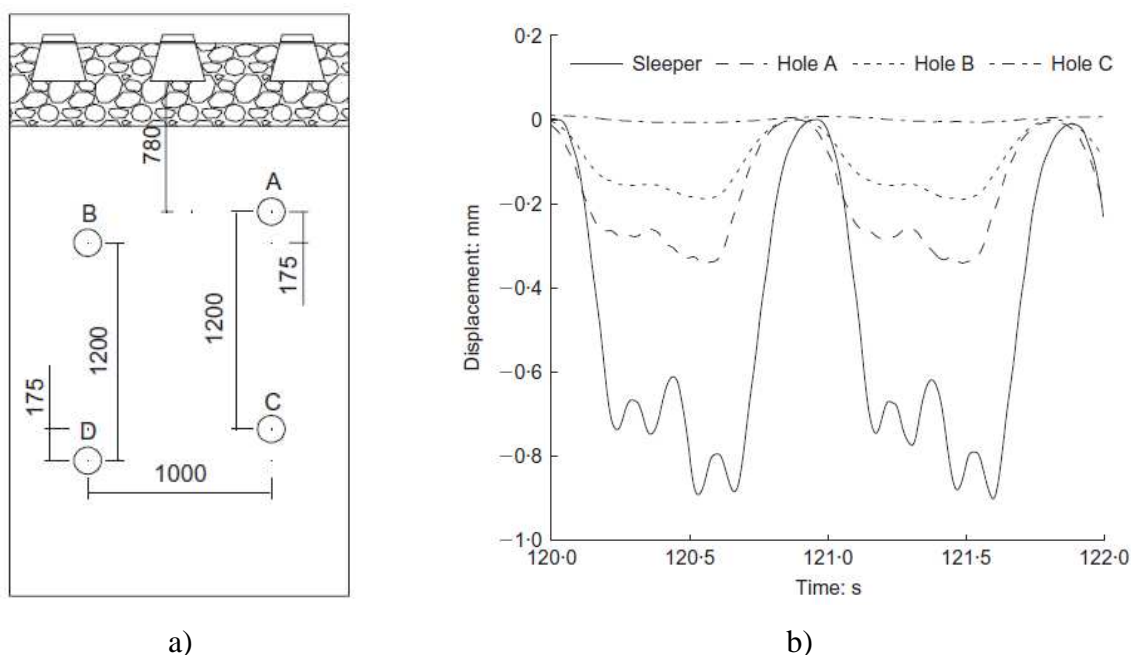


Figure I-18 : a) Emplacement des capteurs de déplacement ; b) Déplacements verticaux de la traverse et des capteurs de déplacement (Priest *et al.*, 2010)

La fréquence des sollicitations peut être donc calculée avec l'équation ci-dessous :

$$F = \frac{L}{V} \quad (\text{I-8})$$

Où :  $L$  est la distance entre deux bogies (m) ;  $V$  est la vitesse du train (m/s).

## **I.2 Comportement hydromécanique des sols grossiers**

Le sol de la couche intermédiaire étant un mélange entre le ballast, les produits de la dégradation du ballast, les matériaux de la couche rapportée et le sol support, il est très hétérogène avec une granulométrie de 0 à 60 mm de diamètre. C'est pour cette raison qu'on présente dans cette partie le comportement hydromécanique des sols grossiers.

### **I.2.1 Caractéristiques des sols grossiers**

Il n'existe pas de définition précise des sols grossiers dans les classifications utilisées en mécanique des sols. Ainsi, ce type de sol pourrait être considéré comme un mélange de gros éléments appelés inclusions (cailloux, gravier,...) et des sols fins appelé matrice (sable, limon, argile) (Seif El Dine, 2007). Son comportement dépend principalement :

- de la proportion d'inclusions : les travaux des Pedro (2004), Seif El Dine (2007) montrent que l'augmentation de la proportion d'inclusions provoque un accroissement de la résistance au cisaillement des sols grossiers ;
- de l'étalement granulométrique des inclusions : Torrey & Donagh (1985) et Vallé (1998) ont montré que l'angle de frottement et la résistance au cisaillement augmentent avec l'augmentation de la taille maximale ( $d_{max}$ ) et le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) ;
- du pourcentage et de la nature de la matrice (Babic *et al.*, 2000; Côté & Konrad, 2003; Ekblad, 2008).

Les sols grossiers peuvent être naturels comme les sols alluviaux, les laves torrentielles, en provenance d'éboulis de montagne ou reconstitués comme les Graves Non Traitées utilisées dans les fondations routières ou ferroviaires.

Les sols grossiers peuvent être caractérisés à l'aide d'essais *in situ* ou d'essais de laboratoire. Afin de caractériser les sols *in situ*, on utilise en général les dispositifs comme le pressiomètre, pénétromètre ou le scissomètre. Pourtant, ces dispositifs classiques ne sont pas

adaptés aux sols grossiers, car les volumes testés ne sont pas représentatifs du sol. Pedro (2004) a présenté les essais spécifiques réalisés *in situ* par différents auteurs sur les sols grossiers et a conclu que :

- les procédures d'essais sont longues, car les dispositifs d'essais ont de grandes dimensions ;
- l'interprétation de ces essais est difficile à cause des conditions aux limites mal définies ;
- le coût des essais *in situ* est, en général, élevé.

La caractérisation des sols grossiers au laboratoire nécessite de tester un grand volume de sol pour qu'il soit représentatif du sol *in situ*. Par exemple, le diamètre de l'échantillon de l'essai triaxial doit être supérieure à 5 fois le diamètre maximal des grains du sol (AFNOR, 2004b). Yasuda *et al.*, (1997) ont réalisé des essais triaxiaux à grand diamètre ( $D = 300$  mm) avec un rapport  $D/d_{\max}$  égal à 4,7. Ce rapport est égal 5,7 pour les essais réalisés par Lackenby *et al.* (2007) pour les éprouvette de 300 mm de diamètre et Ekblad (2008) pour les éprouvette de 500 mm de diamètre. Cette condition nécessite des dispositifs expérimentaux au laboratoire de grandes dimensions qui impliquent les difficultés liées au développement de tels dispositifs et à la fabrication des éprouvettes.

A cause des difficultés liées à la réalisation des essais en grande taille, les sols grossiers sont souvent étudiés au laboratoire par des dispositifs de taille classique. Pour ce faire, on a besoin de reconstituer le sol en enlevant ou substituant les gros éléments. Seif El Dine (2007) a décrit trois méthodes de caractérisation des sols grossiers à l'aide des appareils de taille classique au laboratoire : (1) méthode d'écèlement ; (2) méthode de substitution ; (3) méthode de reconstitution granulométrique par similitude.

### **I.2.2 Comportement mécanique**

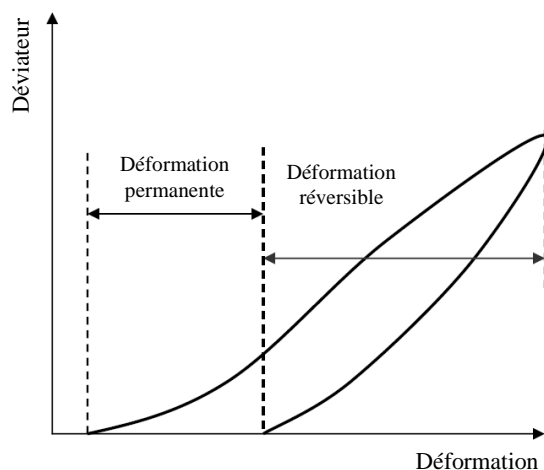
Afin d'étudier le comportement mécanique des matériaux granulaires utilisés dans la fondation ferroviaire ou routière, l'essai triaxial de grande taille est utilisé fréquemment. On peut citer ici les travaux réalisés sur le ballast (Raymond & Williams, 1978; Alva-Hurtado & Selig, 1981; Stewart, 1986; Raymond & Bathurst, 1994; Indraratna *et al.*, 1998; Suiker *et al.*, 2005; Lackenby *et al.*, 2007) et sur les graves non traitées utilisées dans la sous-couche du chemin de fer ou dans la couche de base de la chaussée (Hornych *et al.*, 1993; Lekarp &

Dawson, 1998; Gidel *et al.*, 2001; Werkmeister *et al.*, 2004; Suiker *et al.*, 2005; Ekblad, 2006; Ekblad, 2008).

### **I.2.2.1 Procédure de l'essai triaxial**

L'essai de cisaillement monotone (ou essai triaxial statique) permet de déterminer la résistance au cisaillement du matériau. La procédure de ce type d'essai est présentée dans la norme NF P 94-074 (AFNOR, 1994a). La rupture de l'éprouvette est définie comme le point où la valeur de la contrainte déviatorique  $q$  est maximale. Une courbe de rupture est déterminée à partir de plusieurs essais, chacun réalisé à une pression de confinement donnée. Cette courbe permet de déterminer les caractéristiques mécaniques du matériau ( $c'$ ,  $\phi'$ ) ainsi que les contraintes maximales appliquées lors d'essais cycliques.

Sous chargements cycliques, les sols présentent des déformations réversibles, enregistrées après chaque cycle et des déformations permanentes qui s'accumulent lorsque le nombre de cycles augmente (Figure I-19).



**Figure I-19 : Comportement d'un sol pendant un cycle de chargement/déchargement**

Le comportement réversible représente le comportement au cours d'un cycle de chargement/déchargement. La procédure de ce type d'essai est définie dans la norme NF EN 13286-7 (AFNOR, 2004b). Selon cette procédure, un conditionnement cyclique, avec une contrainte déviatorique maximale de 340 kPa ou de 200 kPa dépendant du domaine de contraintes auquel le matériau sera soumis en place, est d'abord appliqué à l'éprouvette pendant 20 000 cycles pour stabiliser les déformations permanentes du matériau et pour obtenir un comportement réversible. Ensuite, pour chaque essai, une série de chargements suivant différents chemins de contrainte (rapports  $\Delta q/\Delta p$ ) est appliquée, chacun pendant 100

cycles, à la même fréquence que le conditionnement. Les résultats obtenus avec cette procédure permettent de déterminer des valeurs du module d'élasticité du matériau.

Concernant l'étude des déformations permanentes, chaque essai consiste à appliquer un grand nombre de cycles de chargement sans conditionnement préalable (AFNOR, 2004b). Deux procédures peuvent être appliquées pour étudier les déformations permanentes. La première consiste à solliciter chaque éprouvette sous un seul niveau de contraintes. Cette procédure peut être utilisée pour déterminer les déformations permanentes du matériau pour un niveau de contraintes particulier ou les paramètres des modèles pour les déformations permanentes. La deuxième consiste à appliquer successivement, à la même éprouvette, plusieurs niveaux de contraintes croissants. Celle-ci peut être réalisée avec des chargements à pression de confinement variable (méthode A) ou à pression de confinement constante (méthode B).

Selon AFNOR (2004b), les déformations permanentes obtenues lors de l'application des chargements par paliers peuvent être différentes de celles obtenues lors de l'application d'un seul niveau de chargement. Gidel *et al.* (2001) a proposé une procédure d'essai qui consiste à réaliser des essais par paliers en gardant le même rapport de contraintes  $\Delta q / \Delta p$ . Ils ont conclu que cette procédure donne des résultats équivalents à des essais avec un seul niveau de chargement. Cette procédure permet de réduire largement le nombre d'essais à réaliser, et de diminuer la dispersion expérimentale puisque l'on utilise une même éprouvette pour obtenir des informations à plusieurs niveaux de contraintes.

### ***I.2.2.2 Paramètres influençant les évolutions des déformations permanentes***

#### ***I.2.2.2.1 Niveaux de contraintes***

Plusieurs études ont montré que les déformations permanentes dépendent fortement des niveaux de contraintes (Morgan, 1966; Barksale, 1972; Paute *et al.*, 1994; Lekarp & Dawson, 1998; Gidel *et al.*, 2001; Werkmeister *et al.*, 2004) : l'accumulation des déformations permanentes axiales augmente avec l'augmentation du déviateur.

A titre d'exemple, la Figure I-20 présente les résultats obtenus par Barksale (1972) à partir des résultats d'essais triaxiaux cycliques avec un confinement constant sur des éprouvettes de granites et de gneiss concassés. On observe que la déformation permanente verticale accumulée après 100 000 cycles de chargement est proportionnelle au déviateur ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ). Gidel *et al.* (2001) a réalisé des essais triaxiaux cycliques avec la procédure de chargement par paliers sur une grave non traitée de Sorèze (0/20 mm). Ils ont trouvé que les déformations



permanentes axiales augmentent lorsque la contrainte moyenne augmente et dépendent fortement du chemin de contrainte défini par le rapport  $q/p$  (Figure I-21).

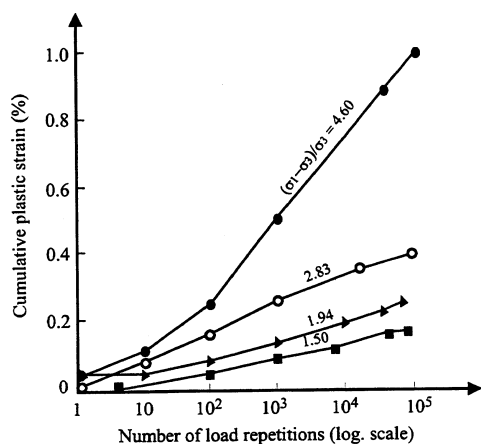


Figure I-20 : Influence des niveaux de chargement sur la déformation permanente (Barksdale, 1972)

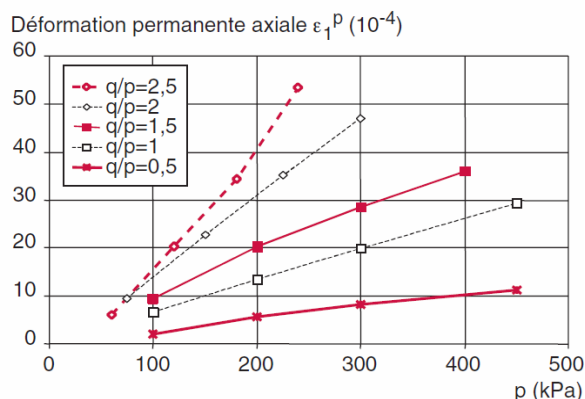


Figure I-21 : Influence des niveaux de chargement sur la déformation permanente pour une grave non traitée de Sorèze (Gidel *et al.*, 2001)

Martinez (1980) a réalisé des essais triaxiaux cycliques sur des graves non traitées à différents niveaux de contraintes. Les résultats montrent que les faibles niveaux de cisaillement conduisent à des déformations plastiques qui se stabilisent avec le nombre de cycles de chargement ; le comportement du sol devient réversible. En revanche, à forts niveaux de cisaillement, le taux d'augmentation de la déformation plastique est accentué. Des signes de dégradations apparaissent sur les éprouvettes à la fin des essais (Figure I-22).

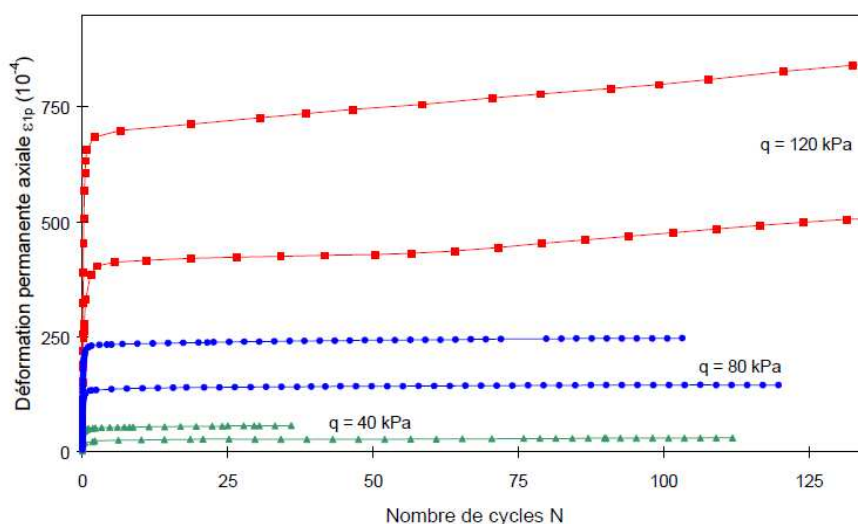
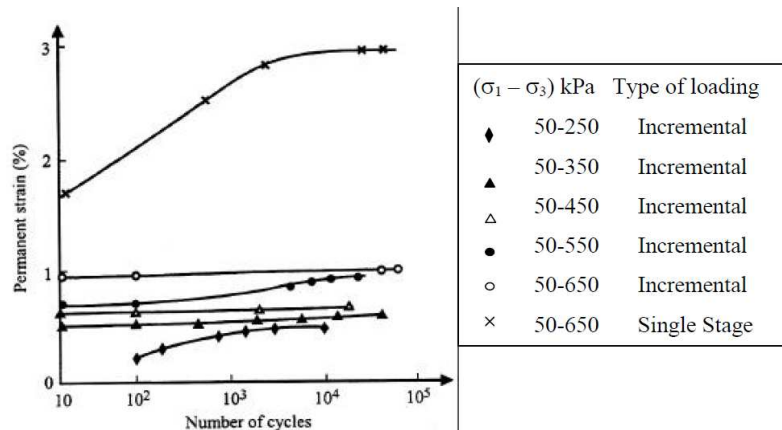


Figure I-22 : Influence des niveaux de chargement sur la déformation permanente pour une grave non traitée (Martinez, 1980)

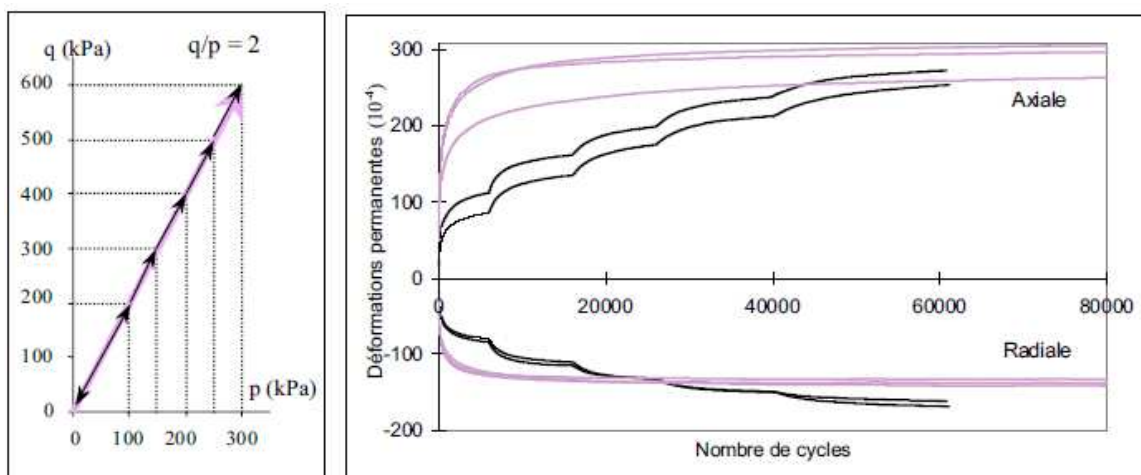
**I.2.2.2.2 Histoire de chargement**

Brown & Hyde (1975) ont réalisé un essai triaxial cyclique à cinq paliers de contrainte, et un essai à un seul niveau de contrainte correspondant au dernier palier de l'essai. Ils ont constaté que la déformation permanente axiale accumulée en fin d'essai est nettement plus élevée pour l'essai à un seul niveau de chargement.



**Figure I-23 : Effet de l'histoire des contraintes (Brown & Hyde, 1975)**

En revanche, Gidel (1997) a réalisé des essais triaxiaux cycliques sur une grave non traitée avec un et cinq paliers. Les résultats montrent que, lorsque  $q/p$  reste constant tout au long de l'essai, les déformations permanentes, axiales et radiales, tendent vers la même valeur finale, à la dispersion expérimentale près. Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure I-24.



**Figure I-24 : Effet de l'histoire des contraintes quand  $q/p$  reste constant (Gidel, 1997)**

L'influence de l'histoire des contraintes n'est pas significative. Ceci a été également observé dans des travaux de Stewart & Selig (1984) cité par Selig & Water (1994) réalisés sur du ballast, et de Witchmann et al. (2006) sur du sable.

### I.2.2.2.3 Fréquence du chargement

Wichtmann *et al.* (2006) ont réalisé les essais avec des fréquences de sollicitation différentes sur les éprouvettes identiques pour les mêmes niveaux de chargement. Les résultats (Figure I-25) montrent que l'influence de la fréquence sur les déformations permanentes n'est pas significative.

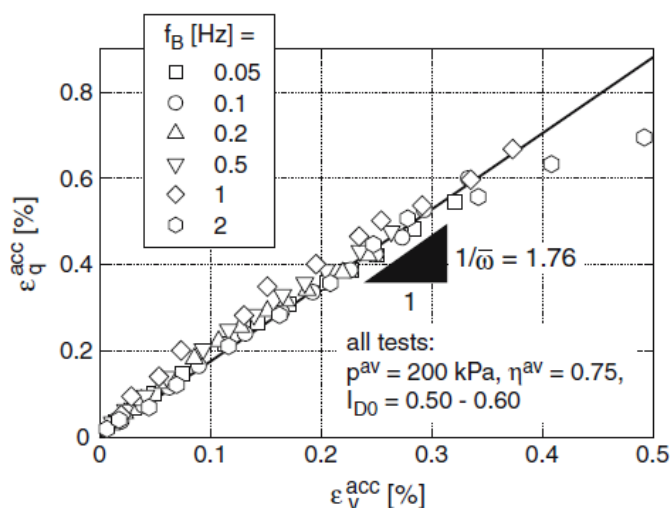


Figure I-25 : Effet de la fréquence du chargement (Wichtmann *et al.*, 2006)

La même observation a été trouvée par Gomes-Correia (1985) lorsqu'il a effectué des essais à différentes fréquences (0,01 – 5 Hz) sur du sable.

### I.2.2.2.4 Nombre de cycles

Le nombre de cycles a une influence directe sur les déformations permanentes. De plus, son niveau d'influence dépend de la combinaison avec les autres paramètres (contrainte, teneur en eau, densité...). Normalement, l'évolution des déformations permanentes est caractérisée par une augmentation rapide lors des premiers cycles, suivie d'une stabilisation progressive lorsque les contraintes cycliques sont nettement inférieures aux contraintes de rupture.

### I.2.2.2.5 Etat hydrique du sol

L'état hydrique du sol conditionne fortement sa portance et a une influence majeure sur le comportement à long terme de la structure. Plusieurs chercheurs ont étudié l'effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique des sols grossiers (Gidel *et al.*, 2001; Werkmeister *et al.*, 2003; Coronado *et al.*, 2004; Ekblad, 2006). Les résultats montrent qu'une augmentation

de la teneur en eau conduit à une diminution de la contrainte effective. Par conséquent, la rigidité du sol diminue, entraînant une augmentation des déformations.

Balay *et al.* (1998) a étudié l'influence de la teneur en eau sur trois graves non traitées d'une granulométrie de 0/20 mm, issues du concassage d'un calcaire dur, d'un calcaire tendre et d'un microgranite. La Figure I-26 présente les résultats obtenus sur les graves issues du concassage d'un calcaire dur. On observe que les déformations permanentes et le module conventionnel (module d'élasticité caractéristique calculé conventionnellement pour les contraintes  $p = 250$  kPa et  $q = 500$  kPa (AFNOR., 1995) dépendent fortement de la teneur en eau. Les déformations permanentes augmentent lors de l'augmentation de la teneur en eau. En revanche, le module conventionnel diminue.

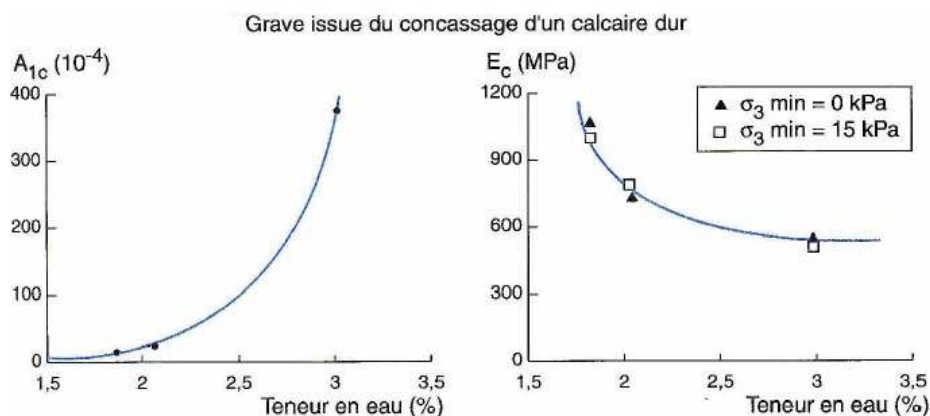


Figure I-26 : Effet de la teneur en eau (Balay *et al.*, 1998)

Selon certains chercheurs, l'interprétation de la variation du module réversible avec la teneur en eau est liée à l'effet de la pression interstitielle sur le comportement. Lors d'un chargement cyclique, les matériaux à fort degré de saturation subissent une augmentation de la pression interstitielle engendrant une diminution de la contrainte effective et par conséquent une chute du module résilient. Thom & Brown (1988) pensent que l'eau contenue dans les interstices joue le rôle de lubrifiant. Une augmentation du degré de saturation implique un accroissement de l'effet lubrifiant d'où une augmentation de la déformation et par conséquent une diminution du module résilient. Une autre interprétation du phénomène met en relief le rôle de la succion dans un milieu granulaire. La succion, jouant le rôle de colle, diminue avec l'augmentation de la teneur en eau. Dawson *et al.* (1996) ont réalisé des essais sur des roches concassées bien graduées, et ont montré l'existence d'une teneur en eau « seuil » en deçà duquel le module résilient augmente avec la teneur en eau. Au-delà de ce seuil, la succion diminue et la pression interstitielle augmente provoquant une chute du module résilient.

### I.2.2.2.6 Nature minéralogique du matériau

Hornych *et al.* (1993) ont étudié le comportement de graves issues de deux calcaires et d'un granite. Ils ont montré que, pour des conditions identiques de mise en oeuvre et de sollicitation, les déformations mesurées sont significativement différentes. Les évolutions des déformations permanentes axiales obtenues pour ces trois matériaux sont présentées sur la Figure I-27. Cette figure montre une influence de la nature minéralogique du matériau.

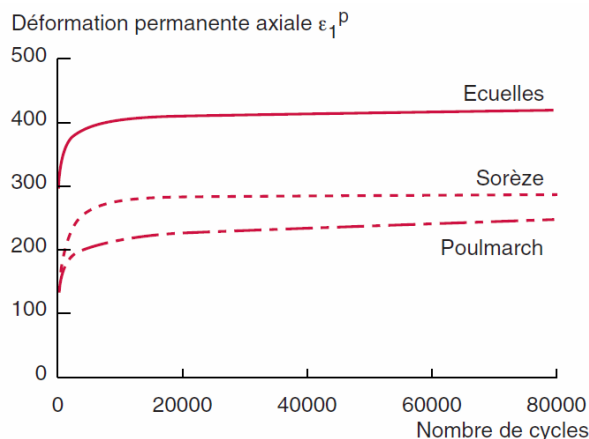


Figure I-27 : Effet de nature minéralogique du matériau (Hornych *et al.*, 1993)

### I.2.2.2.7 Densité

La densité est un des paramètres qui influencent significativement l'évolution de la déformation permanente (Barksdale, 1972; Van Niekerk, 2002). On observe des déformations permanentes plus petites sur des éprouvettes plus denses. La Figure I-28 présente le résultat obtenu par Barsdale (1972) qui montre que la déformation permanente axiale de l'éprouvette à 95% de la densité de l'optimum proctor normal (OPN) est nettement plus grande que celle à 100% de la densité OPN.

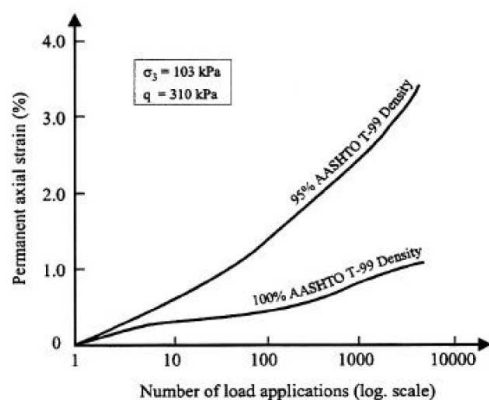


Figure I-28 : Effet de la densité (Barksdale, 1972)

Thom & Brown (1988) a étudié l'influence de la densité sur les propriétés mécaniques des graves calcaires et il a constaté des déformations permanentes plus faibles pour les matériaux les plus denses. Quand la densité augmente, le nombre de points de contact entre particules augmente, entraînant une chute de la pression moyenne de contact d'où une diminution de la déformation.

En laboratoire, la densité des éprouvettes est étroitement liée à leur mode de fabrication. Une étude a été menée au LCPC par Balay *et al.* (1998) pour éclaircir le rôle conjoint de la densité et du mode de fabrication des éprouvettes dans le comportement des graves non traitées. Il s'agit de la comparaison des résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés réalisés sur des éprouvettes confectionnées en visant la même masse volumique. Les éprouvettes d'un premier groupe sont confectionnées par vibro-compactage en une seule couche. Un deuxième groupe contient des éprouvettes fabriquées en plusieurs couches (3, 5 et 7) compactées avec un marteau vibrant. La Figure I-29 présente les résultats déterminés au banc gamma. On voit que les densités dépendent fortement du mode de fabrication.

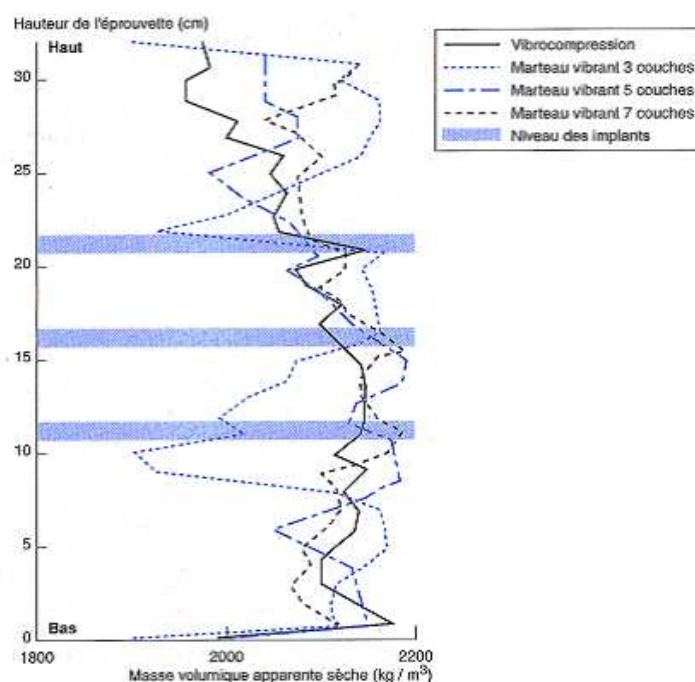
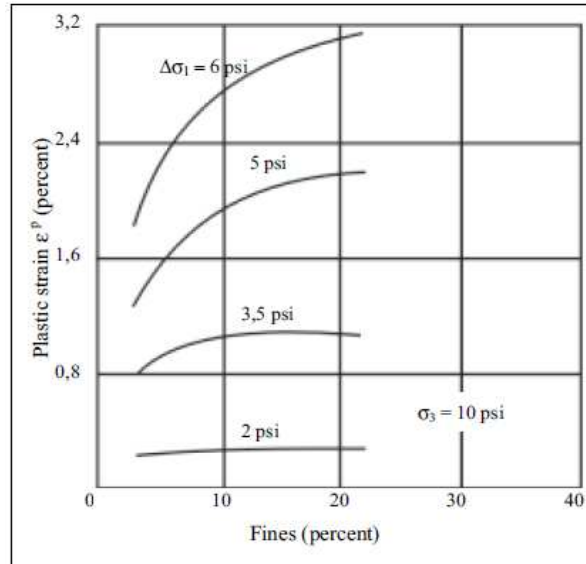


Figure I-29 : Masses volumiques apparentes sèches des éprouvettes déterminées au banc gamma (Balay *et al.*, 1998)

### I.2.2.2.8 Teneur en fines

Barksdale (1972) a montré que, pour un niveau de chargement donné, la déformation permanente axiale après 100 000 cycles augmente lorsque la teneur en fines augmente. L'effet de la teneur en fines est d'autant plus important que le niveau de cisaillement est grand. Ces

résultats sont présentés sur la Figure I-30. Il est à noter que l'effet conjoint d'une importante teneur en fines et d'une teneur en eau élevée, abaisse considérablement la performance d'une grave non traitée.



**Figure I-30 : Effet de teneur en fines (Barksdale, 1972)**

### ***I.2.2.3 Modélisation empirique des déformations permanentes***

Depuis plusieurs années, de nombreux modèles empiriques des déformations permanentes ont été développés pour les matériaux granulaires en se basant sur des résultats expérimentaux.

#### ***I.2.2.3.1 Modèles basés sur le nombre de cycles***

En étudiant le comportement de différents matériaux à l'aide d'essais triaxiaux cycliques, Barksdale (1972) a proposé une relation qui montre que la déformation permanente axiale est proportionnelle au logarithme du nombre de cycles :

$$\varepsilon_a^p = a + b \cdot \log(N) \quad (\text{I-9})$$

Où :  $\varepsilon_a^p$  est la déformation permanente axiale ;  $N$  est le nombre de cycles ;  $a$ ,  $b$  sont des paramètres de calage.

Sweere (1990) a étudié le comportement à long terme des matériaux granulaires en appliquant un million de cycles. Vu que l'ajustement du modèle proposé par Barksdale (1972) sur ses résultats expérimentaux n'a pas donné de résultats satisfaisants, l'auteur propose donc d'utiliser la relation suivante :

$$\varepsilon_a^p = a \cdot N^b \quad (\text{I-10})$$

Où :  $\varepsilon_a^p$  est la déformation permanente axiale ;  $N$  est le nombre de cycles ;  $a$ ,  $b$  sont des paramètres de calage.

Wolff & Visser (1994) ont réalisé des essais HVS (Heavy Vehicle Simulator test) avec quelques millions de cycles. Ils ont considéré que le comportement passe par deux phases. La première phase se déroule durant les premiers 1,2 million de cycles de chargement. Dans cette phase, la déformation permanente axiale croît rapidement avec le nombre de cycles de chargement alors que l'incrément de déformation permanente axiale diminue. Dans la deuxième phase, ce dernier tend à se stabiliser. Cela se traduit par une augmentation lente de la déformation permanente axiale, pour laquelle, l'expression suivante a été proposée :

$$\varepsilon_a^p = (c.N + a)(1 - e^{-bN}) \quad (\text{I-11})$$

Où :  $c$ ,  $a$  et  $b$  sont des paramètres du modèle pour un niveau de contrainte donné.

Les modèles ci-dessus considèrent donc que la déformation permanente axiale croît infiniment avec le nombre de cycles de chargement. Ceci n'a pas été confirmé par les essais triaxiaux à chargements répétés effectués par Martinez (1980) et Lekarp & Dawson (1998), avec des niveaux de chargement assez faibles. En effet, les résultats expérimentaux montrent que la déformation permanente tend à se stabiliser après un grand nombre de cycles (20 000 cycles). Pour cette raison dans certains modèles, il est considéré que l'incrément de déformation plastique par chargement cyclique tend vers une valeur nulle pour un grand nombre de cycles et pour un niveau de contrainte relativement faible.

Khedr (1985) a considéré que l'incrément de déformation permanente par cycle décroît selon une fonction logarithmique avec le nombre de cycles de chargement. Il a proposé l'équation suivante :

$$\frac{\varepsilon_a^p}{N} = A.N^{-b} \quad (\text{I-12})$$

Où :  $A$  et  $b$  sont des paramètres du modèle.

Paute *et al.* (1988) considèrent que la déformation permanente varie asymptotiquement pour un nombre important de cycles :

$$\varepsilon_a^{p*} = \frac{A\sqrt{N}}{\sqrt{N} + D} \quad (\text{I-13})$$



Où :  $\varepsilon_a^{p*}$  est la déformation permanente axiale après 100 cycles de chargement ;  $A$  et  $D$  sont des paramètres du modèle.

Hornych *et al.* (1993) ont considéré que le logarithme du rapport  $d\varepsilon_a^p/dN$  varie linéairement avec le logarithme du nombre de cycles. Ils ont proposé une formule donnant la déformation axiale permanente après les 100 premiers cycles de chargement :

$$\varepsilon_a^{p*} = A \left[ 1 - \left( \frac{N}{100} \right)^B \right] \quad (\text{I-14})$$

Où :  $\varepsilon_a^{p*}$  est la déformation permanente axiale après 100 cycles de chargements ;  $A$  et  $B$  sont des paramètres du modèle.

Il a été observé que les déformations permanentes obtenues durant les 100 premiers cycles sont une continuité du compactage lié à la confection des éprouvettes. Par conséquent, le modèle ne les prend pas en compte. Cette dernière relation est particulièrement adaptée aux graves non traitées.

#### I.2.2.3.2 Modèles avec prise en compte du niveau de contraintes

Lashine *et al.* (1971) ont réalisé des essais triaxiaux à chargements répétés sur des graviers calcaires. Ils suggèrent que la déformation plastique développée à la fin de l'essai tend vers une valeur asymptotique liée au rapport entre le déviateur des contraintes et la contrainte de confinement :

$$\varepsilon_a^p = a \cdot \frac{q_{\max}}{\sigma_{3\max}} \quad (\text{I-15})$$

Où :  $q_{\max}$  est le déviateur des contraintes maximales ;  $\sigma_{3\max}$  est la contrainte de confinement maximale.

Barksdale (1972) a estimé les déformations permanentes axiales en fonction du rapport entre le déviateur maximal et la contrainte moyenne par l'expression suivante :

$$\varepsilon_a^p = \frac{q / a \cdot \sigma_3^b}{1 - \left[ \frac{R_f \cdot q \cdot (1 - \sin \varphi)}{2(C \cdot \cos \varphi + \sigma_3 \cdot \sin \varphi)} \right]} \quad (\text{I-16})$$

Où :  $R_f$  est la constante ;  $a$ ,  $b$  sont des paramètres ;  $\phi$ ,  $c$  sont respectivement l'angle de frottement et la cohésion du sol.

Pappin (1979) a considéré que la déformation permanente de cisaillement est fonction de la longueur du chemin de contraintes dans le plan de contraintes ( $p$ ,  $q$ ). Il a proposé l'expression ci-dessous :

$$\varepsilon_s^p = f_n(N) \cdot L \left( \frac{q_0}{p_0} \right)^{2,8} \quad (\text{I-17})$$

Où :  $\varepsilon_s^p$  est la déformation permanente de cisaillement ;  $L$  est la longueur du chemin de contrainte dans le plan ( $p$ ,  $q$ ) :  $L = \sqrt{p^2 + q^2}$  ;  $q_0$  est le déviateur des contraintes modifié :  $q_0 = \sqrt{2/3} q$  ;  $p_0$  est la contrainte moyenne modifiée :  $p_0 = \sqrt{3} p$  ;  $f_n$  est une fonction de forme.

Lekarp & Dawson (1998) ont réalisé des essais triaxiaux à chargements répétés sur différents matériaux. En se basant sur les résultats obtenus, ils ont proposé la relation suivante :

$$\frac{\varepsilon_a^p(N_{ref})}{(L/p_0)} = a \left( \frac{q}{p} \right)^b \quad (\text{I-18})$$

Où :  $\varepsilon_a^p(N_{ref})$  est la déformation permanente axiale cumulée à partir des  $N_{ref}$  premiers cycles ;  $a$  et  $b$  sont des paramètres,  $p_0$  est la contrainte de référence ;  $L$  est la longueur du chemin de contrainte.

#### I.2.2.3.3 Modèles avec prise en compte du nombre de cycles et des niveaux de contraintes

Gidel *et al.* (2001) ont proposé un modèle pour prévoir la déformation permanente axiale des Graves Non Traitées en fonction du nombre de cycles et du niveau de chargement en se basant sur des résultats d'essais triaxiaux cycliques suivant la procédure de chargement par paliers. Ce modèle s'écrit sous la forme suivante :

$$\varepsilon_1^p = g(\Delta p_{\max}, \Delta q_{\max}) \cdot f(N) \quad (\text{I-19})$$

La séparation de l'effet du nombre de cycles et du niveau de chargement permet de déterminer facilement les paramètres du modèle. Pour la fonction du nombre de cycles  $f(N)$ , le modèle proposé par Hornych *et al.* (1993) a été adopté. Celui-ci a été vérifié et validé par de nombreux résultats expérimentaux sur les Graves Non Traitées utilisées dans les fondations de chaussées. De plus, cette fonction est adoptée dans la norme français (AFNOR, 1995).

$$f(N) = \varepsilon_a^{p*} = \varepsilon_a^p(N) - \varepsilon_a^p(100) = A \left( 1 - \left( \frac{N}{100} \right)^{-B} \right) \quad \text{pour } N > 100 \text{ cycles} \quad (\text{I-20})$$

Où :  $\varepsilon_a^{p*}$  est la déformation permanente axiale après les 100 premiers cycles ;  $A, B$  sont les paramètres du modèle.

Cette relation suppose que  $\varepsilon_a^p(N)$  tend vers une asymptote pour un nombre  $N$  infini. Elle ne peut donc s'appliquer que pour des niveaux de contraintes où il y a effectivement une stabilisation des déformations permanentes. De plus, les 100 premiers cycles, qui correspondent à une mise en place de matériau, ne sont généralement pas considérés (Gidel *et al.*, 2001). Pour la fonction  $g(\Delta p_{\max}, \Delta q_{\max})$ , Gidel *et al.* (2001) ont montré que la déformation permanente axiale augmente lorsque la contrainte moyenne ( $p$ ) augmente. De plus cette déformation permanente axiale dépend fortement du chemin de chargement  $\Delta q_{\max}/\Delta p_{\max}$ . Cette fonction a été donc proposée sous la forme suivante :

$$g(\Delta p_{\max}, \Delta q_{\max}) = \varepsilon_a^{p0} \left( \frac{l_{\max}}{p_a} \right)^n \frac{1}{\left( m + \frac{s}{\Delta p_{\max}} - \frac{\Delta q_{\max}}{\Delta p_{\max}} \right)} \quad (\text{I-21})$$

Où :  $\varepsilon_a^{p0}$ ,  $m$ ,  $n$ ,  $s$  sont les paramètres ;  $l_{\max} = \sqrt{\Delta p_{\max}^2 + \Delta q_{\max}^2}$  et  $p_a = 100$  kPa.

Pour déterminer la fonction  $g$ , les déformations permanentes axiales obtenues en fin des paliers sont supposées être identiques à celles qui seraient obtenues sur une éprouvette vierge.

Les résultats obtenus par Gidel *et al.* (2001) sur deux graves non traitées montrent que l'hypothèse de découplage conduit à des prévisions globalement satisfaisantes des déformations permanentes.

#### **1.2.2.4 Modélisation élastoplastique des déformations permanentes**

Depuis une dizaine d'années, les modèles élastoplastiques sont développés pour les sols et les matériaux granulaires. Cependant, ces modèles qui décrivent assez bien le comportement sous sollicitations monotones connaissent certaines difficultés dans la simulation du comportement sous chargements cycliques, en particulier dans le cas du grand nombre de cycles. En effet, pour modéliser un essai triaxial à chargements répétés en utilisant un code de calcul par éléments finis, un calcul incrémental nécessite un temps de calcul considérable afin de modéliser les centaines de milliers de cycles de chargement. Ces modèles sont donc rarement

adaptés aux chargements routiers ou ferroviaires, qui sont aux grands nombres de cycles ( $10^6$  et plus) (Gidel, 2001).

Chazallon (2000) et Chazallon *et al.* (2006) ont développé un modèle de comportement élastoplastique avec écrouissage cinématique pour les matériaux routiers non traités. Dans le cas d'essais triaxiaux cycliques avec stabilisation des déformations permanentes, les prévisions du modèle sont globalement satisfaisantes, même le modèle montre une stabilisation plus rapide que les essais. Ils ont réussi également à simuler l'effet du niveau des contraintes sur les essais par paliers.

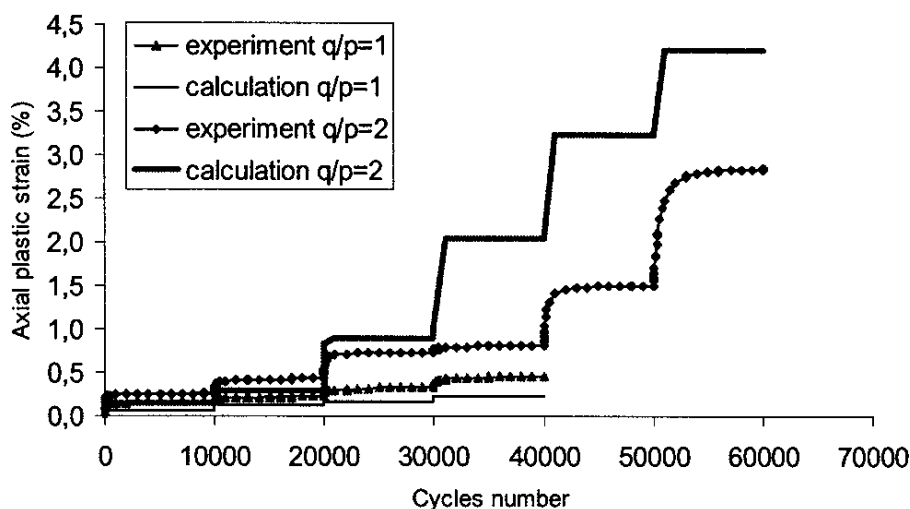


Figure I-31 : Comparaison entre le modèle élastoplastique et les résultats expérimentaux pour le sable Miscillac (Chazallon *et al.*, 2006)

Hicher *et al.* (1999) ont adapté le modèle d'Hujeux (Hujeux, 1985) au comportement cyclique des matériaux granulaires, en séparant le mécanisme déviatoire du mécanisme volumique de façon à prendre en compte l'écrouissage des matériaux sous chargements répétés. Les résultats obtenus sur un ballast sont qualitativement satisfaisants, mais le modèle surestime les déformations lorsque le nombre de cycles devient grand.

### I.2.2.5 Théorie de l'état limite

Outre les modélisations des déformations permanentes à l'aide de modèles empiriques et de modèles élastoplastiques, de nouveaux concepts ont été développés pour décrire et caractériser le comportement mécanique à long terme des matériaux non traités, sous chargements cycliques. L'idée de la théorie de l'état limite ou de la théorie du « shakedown », est de chercher à déterminer l'état à long terme de la structure (pour un nombre infini de cycles), afin de s'assurer que cet état reste acceptable pour le fonctionnement de la structure.

En fonction du niveau de chargement, trois types de comportement à long terme peuvent être observés :

- l'adaptation, où le comportement de la structure tend vers un comportement élastique après un nombre fini de cycles ;
- l'accommodation, où le comportement tend vers un cycle fermé, mais où il subsiste des déformations plastiques qui s'annulent à la fin de chaque cycle (cycle avec dissipation d'énergie) ;
- l'augmentation irréversible, qui correspond à l'accumulation progressive des déformations plastiques jusqu'à la ruine de l'échantillon (comportement instable).

La Figure I-32 présente la théorie de l'état limite en fonction du niveau de chargement.

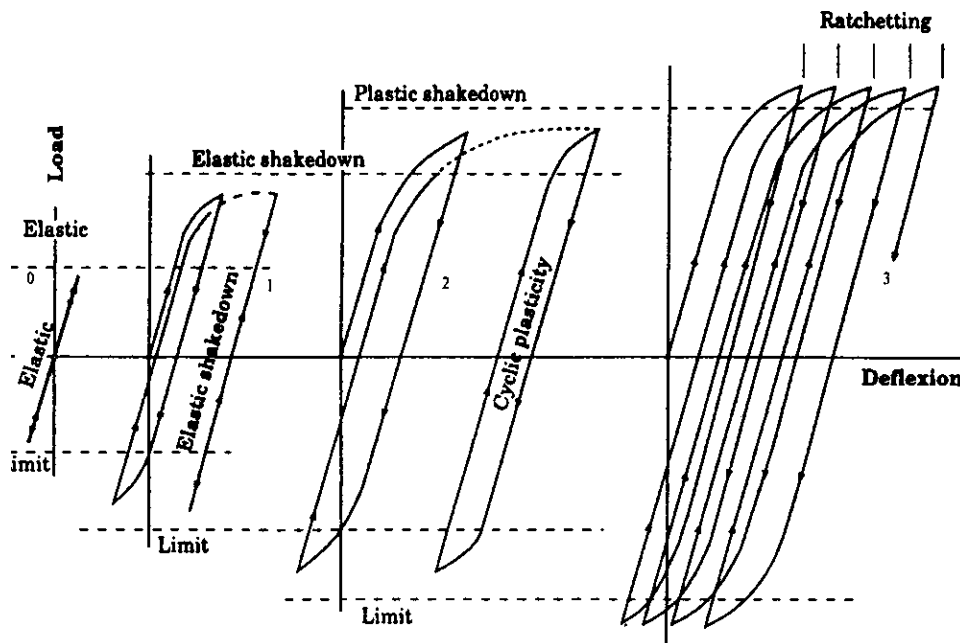


Figure I-32 : Comportement des matériaux granulaires sous les chargements cycliques (Johnson, 1986)

A partir de nombreux essais sur les graves non traitées, Werkmeister *et al.* (2001) puis Arnold *et al.* (2002) ont classé les déformations permanentes des graves non traitées utilisées dans les chaussées en trois domaines :

- Domaine A : il correspond à un état stable caractérisé par le phénomène d'accommodation ; l'évolution des déformations permanentes est importante durant les premiers cycles, puis, après un certain nombre de cycles, les déformations permanentes deviennent quasi constantes ;

- Domaine B : il est identique au domaine A pendant la période initiale de densification du matériau ; après cette période, les déformations permanentes continuent d'augmenter ;
- Domaine C : il est associé au phénomène d'augmentation irréversible. Les déformations permanentes augmentent rapidement après un petit nombre de cycles.

La Figure I-33 présente les résultats typiques de trois essais réalisés par Werkmeister *et al.* (2004) correspondant aux trois domaines A, B et C.

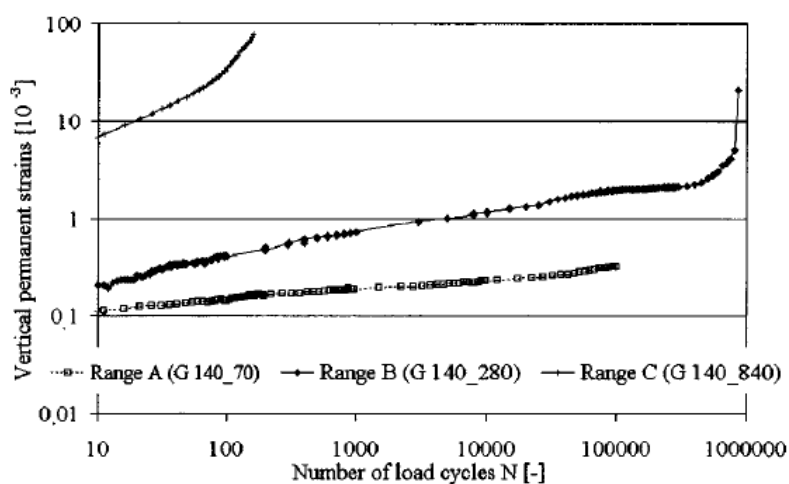


Figure I-33 : Déformations permanentes en fonction du nombre de cycles de trois domaines (Werkmeister *et al.*, 2004)

Ces limites sont également adoptées dans la norme européenne EN 13286-7 (AFNOR, 2004b).

### I.2.3 Comportement hydraulique

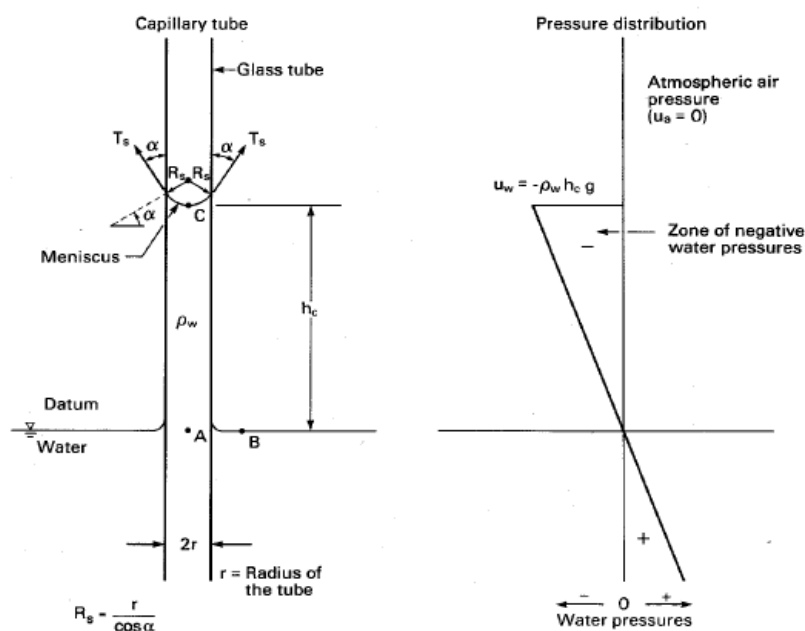
#### I.2.3.1 Généralité des sols non saturés

Un sol non saturé se trouve dans un état tri-phasique : la phase solide, la phase liquide et la phase gazeuse, contrairement aux sols saturés où le sol est un matériau bi-phasique : eau-solide. Dans un sol non saturé, la pression d'eau est toujours inférieure à la pression de gaz. Cette différence de pression entre le gaz et l'eau est appelée *succion* (Li, 1999). La conductivité hydraulique d'un échantillon non saturé dépend de son état hydrique.

##### I.2.3.1.1 Succion

La succion totale du sol peut être considérée comme la somme de deux composantes principales : la succion matricielle et la succion osmotique (Murray *et al.*, 2000). La succion matricielle exprime la capacité de rétention d'eau des composants du sol. Elle est la somme d'une composante capillaire et d'une composante associée aux forces d'adsorption développées par les particules de sol. La succion osmotique du sol est liée aux sels présents dans le sol.

Lorsque l'eau est mise en contact avec l'air et un solide, une tension superficielle  $\sigma_{aw}$  se produit le long de la surface de contact avec le solide à cause de la différence entre les pressions de l'eau ( $u_w$ ) et de l'air ( $u_a$ ) agissant sur l'interface. Physiquement, cette tension superficielle se traduit par le phénomène de capillarité qu'illustre la Figure I-34.



**Figure I-34 : Phénomène capillaire dans un tube (Murray *et al.*, 2000)**

La relation entre le rayon de courbure du ménisque sphérique eau-air dans le tube et la différence de pression entre l'air et l'eau est donnée par la loi de Laplace, qui se simplifie dans l'hypothèse de pores cylindriques et prend l'expression de la loi de Jurin (Delage & Cui, 2000) :

$$u_a - u_w = \frac{2\sigma_{aw} \cos \alpha}{r} \quad (\text{I-22})$$

Où :  $\alpha$  est l'angle de mouillage ;  $u_a$  est la pression de l'air au-dessus de l'interface (Pa) ;  $u_w$  est la pression de l'eau en dessous de l'interface (Pa) ;  $\sigma_{aw}$  est la tension de surface ( $\text{N/m}^2$ ) ;  $r$  est le rayon du tube capillaire (m).

La succion capillaire est engendrée par le phénomène capillaire comme décrit sur la Figure I-34. Généralement, c'est la différence entre les pressions de l'air et de l'eau ou la pression capillaire, qui est le paramètre déterminant des mouvements des fluides dans les milieux poreux. Cette différence de pression se traduit par l'existence d'un ménisque entre l'air et l'eau afin de maintenir un équilibre.

Les argiles sont des particules globalement chargées négativement, et qui, de ce fait, ont tendance à adsorber de l'eau à leur surface. Les forces en jeu sont de type hydrogène, liées à l'hydratation des cations du sol, ou de type Van der Waals. Ces phénomènes sont à l'origine de la succion d'adsorption.

Dans le cas de l'eau interstitielle contenant du sel, il peut exister également un potentiel osmotique dû à la tendance des ions à s'hydrater et à l'existence de différences de concentration entre différents points du sol. En géotechnique elle n'est en général pas prise en compte, car son influence serait négligeable (Murray *et al.*, 2000).

### **I.2.3.1.2 Méthodes de mesure de succion**

#### ***a) Tensiomètre***

Cette méthode permet de mesurer la pression négative de l'eau du sol. Un capteur de pression mesure la pression de l'eau contenue dans un réservoir. Cette eau est en contact avec le sol par l'intermédiaire d'une pierre céramique. La parfaite saturation de la pierre céramique par de l'eau désaérée est une condition essentielle au bon fonctionnement d'un tensiomètre. Il existe, sur le marché, des tensiomètres classiques qui sont couramment employés pour la mesure des succions inférieures à 80 kPa.

Cette limite classique de 80 kPa, due à l'apparition de la cavitation, a pu être repoussée à une valeur élevée de 1500 kPa (Delage & Cui, 2000) dans le nouveau système tensiométrique présenté par Ridley et Burland (1993). Le principe de ce capteur est de réduire l'épaisseur de la chambre d'eau à une valeur proche du millimètre. Cette petite épaisseur d'eau joue un rôle important en réduisant la probabilité d'avoir un noyau d'air permettant l'initiation de la cavitation. L'intérêt majeur de cette extension est de permettre la mesure des succions dans la gamme entre le tensiomètre classique (0 – 80 kPa) et la psychrométrie (> 1 MPa). Ce type de tensiomètre à haute pression a été utilisé dans les travaux de Mantho (2005), Cui *et al.* (2008), Munoz *et al.* (2008). Il consiste en un capteur de pression miniature capable de supporter des hautes pressions négatives, d'une entrée d'air de la pierre poreuse de 1,5 MPa et d'une pièce



adaptée autour du capteur qui porte la pierre. Un petit volume d'eau a été mis dans le réservoir (0,1 mm) entre la pierre céramique et le diaphragme du capteur.

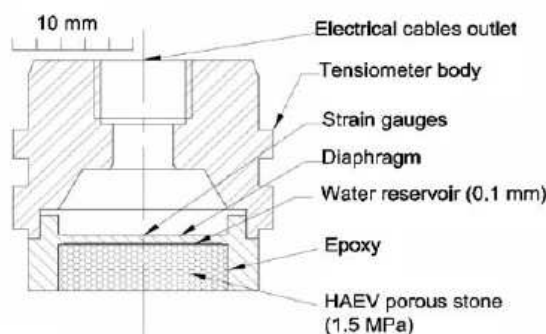


Figure I-35 : Tensiomètre de haute capacité (Cui *et al.*, 2008)

### **b) Méthode de papier filtre**

La méthode de papier filtre est une méthode de mesure de succion simple et pratique (Delage & Cui, 2000). Elle a été présentée pour la première fois en 1937 par Gardner (Gardner, 1937). Par la suite, cette méthode a été utilisée et étudiée par plusieurs auteurs comme Fawcett et Collis-George (1967), Hamblin (1981), Houston *et al.* (1994). Depuis 1997, la méthode du papier filtre a été acceptée comme une méthode normalisée de mesure de succion avec deux types de papier filtre : Whatman No.42 et Scheicher & Schuell No.589 (ASTM, 2003).

Par cette méthode il est possible de déterminer la succion totale, matricielle et osmotique d'un échantillon (Leong *et al.*, 2002). La précision des résultats dépend toutefois de la qualité de l'étalonnage du papier filtre. Dans ses travaux, Leong *et al.* (2002) a proposé des étalonnages pour la succion totale et matricielle et ils les ont comparés avec celles des données existantes. Il a été conclu que la méthode décrite dans la norme ASTM D 5298 permet de mesurer la succion matricielle.

Une triple épaisseur de papier filtre est insérée dans l'éprouvette. Ensuite, l'éprouvette est enveloppée soigneusement d'un film plastique et paraffinée pour éviter tout échange d'eau avec l'atmosphère. Après l'équilibre, la teneur en eau du papier filtre au milieu est mesurée à l'aide d'une balance d'une précision de  $10^{-5}$  g. En utilisant la courbe d'étalonnage, on peut déterminer la succion du sol à partir de la teneur en eau du papier filtre. La Figure I-36 présente la courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman No.42 d'après la norme ASTM (2003).

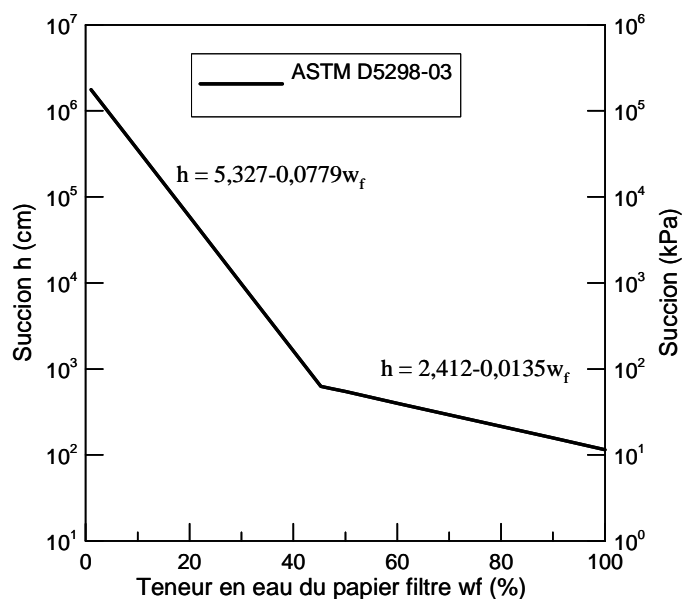


Figure I-36 : Courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman No.42 (ASTM, 2003)

### c) Méthode résistive

Le principe de cette méthode est basé sur la relation de la teneur en eau du sol avec la résistance électrique des capteurs. La teneur en eau dans les capteurs résistifs évolue en fonction de la variation de la teneur en eau du sol autour des capteurs. Ce changement est reflété par les signaux électriques mesurés par les électrodes intégrées dans les capteurs (Shock *et al.*, 1998; Shock, 2004; SIS-UMS, 2006; Irmak *et al.*, 2006; Trinh *et al.*, 2010). Les deux types de capteurs pour cette méthode sont le capteur matriciel Watermark et le bloc de Gypse.

L'avantage de cette méthode est qu'il n'a pas de besoin d'entretien lors de l'instrumentation. De plus, la gamme de mesure est plus large que celle des tensiomètres classiques (de 5 kPa à 200 kPa). Pourtant, sa précision n'est pas aussi bonne que celle des tensiomètres et la courbe d'étalonnage du fournisseur ne convient pas pour tous les types de sol (Trinh *et al.*, 2010). Il est donc nécessaire de réaliser des étalonnages spécifiques pour chaque type de sol.

### d) Autres méthodes

Outre les méthodes indiquées ci-dessus qui sont souvent utilisées, il existe également la méthode psychrométrique (Kay & Low, 1970; Woodburn *et al.*, 1993; Mabirizi & Bulut, 2009), la méthode d'équilibre matriciel (Campbell & Mulla, 1990).

**I.2.3.1.3 Méthodes de mesure de teneur en eau**

La teneur en eau du sol peut être mesurée par la méthode directe (méthode gravimétrique) ou celles indirectes (méthodes géophysiques).

**a) Méthodes directes**

La méthode directe détermine la teneur en eau massique ( $w = (m_h - m_d)/m_d$ ) en pesant d'abord l'échantillon de matériau pour avoir la masse humide ( $m_h$ ). Ensuite, on le pèse après l'avoir passé à l'étuve à 105°C pendant 24h pour déterminer la masse sèche de l'échantillon ( $m_d$ ) (AFNOR, 1993a).

**b) Méthodes indirectes**

La teneur en eau du sol peut être également déterminée par la méthode TDR (Time Domain Reflectometry), la méthode capacitive, la méthode neutronique (Pereira dos Santos, 1997). Si la méthode directe nécessite le prélèvement des échantillons, les méthodes indirectes peuvent suivre l'évolution continue de la teneur en eau sur une longue période à l'intérieur d'un même échantillon en laboratoire ou in-situ. C'est la raison pour laquelle ces méthodes sont utilisées pour déterminer la courbe caractéristique de rétention d'eau ou un profil hydrique dans les sols. Parmi les méthodes indirectes, la méthode TDR est la plus utilisée (Skierucha *et al.*, 2008; Cataldo *et al.*, 2010).

Le principe de la méthode TDR est basé sur la mesure du temps de propagation d'une onde électromagnétique le long d'une sonde placée dans un matériau. Cette méthode établit la relation entre la teneur en eau volumique d'un sol et la constante diélectrique ( $K_a$ ) qui est déduite du temps de parcours d'une onde à l'intérieur du matériau. La relation  $\theta = f(K_a)$  conditionne à toute évidence la précision de cette méthode. Grâce à de nombreuses mesures de teneur en eau réalisées en parallèle à des mesures de constantes diélectriques, Topp *et al.* (1980) ont proposé une loi empirique entre la teneur en eau volumique et la constante diélectrique qui peut être appliquée à plusieurs types de sols (Topp & Davies, 1985; Simunek *et al.*, 1999). Pourtant, les études récentes ont montré que cette relation peut être considérablement influencée par la densité, la structure du sol et la teneur en argile (Jacobsen & Schjønning, 1993; Dirksen & Dasberg, 1993; Hanson & Peters, 2000; Gong *et al.*, 2003) et par la présence de métaux (Arnold *et al.*, 2002; Schneider & Fratta, 2009). Il est donc nécessaire d'étalonner la sonde TDR spécifiquement pour chaque type de sol.

### I.2.3.2 Courbe de rétention d'eau

La relation entre la teneur en eau du sol et la succion correspondante est appelée courbe de rétention d'eau. Cette courbe exprime la capacité du sol à attirer et/ou retenir l'eau en fonction de la succion exercée. Elle peut être obtenue par drainage, séchage d'un sol initialement saturé ou bien par humidification d'un sol initialement sec. La Figure I-37 présente des courbes de rétention d'eau rapportées par Côté & Konrad (2003).

La Figure I-37 montre qu'il existe un point indiquant une valeur de succion critique. Si l'on impose une succion inférieure à celle-ci, on observe le sol reste saturé. Dès que la succion dépasse cette valeur critique, le degré de saturation diminue. Cette valeur critique est en fait une mesure de la taille maximale des pores d'un sol, car ce sont les plus grands pores qui drainent d'abord. Cette valeur critique de la succion est communément appelée la pression d'entrée d'air. On observe également qu'une certaine quantité d'eau peut rester dans le sol même si la succion est très grande. Cette eau reste dans le sol sous forme de ménisques isolés ou de couches immobiles adsorbées sur les particules de sol. L'écoulement d'eau est tellement difficile que l'on n'arrive pas à extraire cette quantité d'eau par des moyens hydromécaniques. On l'appelle teneur en eau résiduelle et le degré de saturation correspondant s'appelle degré de saturation résiduel.

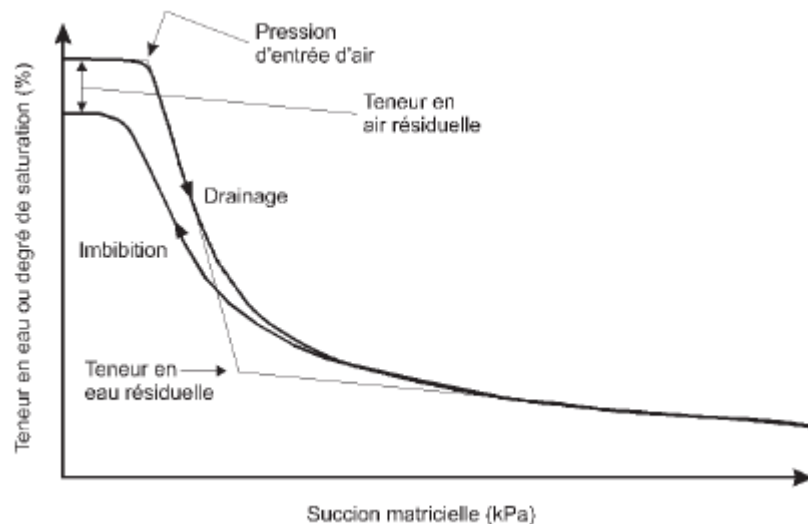


Figure I-37 : Courbe de rétention d'eau (Côté & Konrad, 2003)

La différence entre la courbe de drainage et celle d'imbibition est engendrée par le phénomène d'hystérèse. Ce phénomène est caractéristique des milieux poreux constitués de pores de taille variable interconnectés en parallèle ou en série. De plus, la différence entre

l'angle de contact au remouillage et lors d'un drainage de la goutte d'eau peut évoquer également ce phénomène (Delage & Cui, 2000).

Il existe de nombreux modèles pour la courbe de rétention d'eau des sols non saturés. Le Tableau I-3 en présente les principaux tirés de la littérature.

**Tableau I-3 : Modèles de la courbe de rétention d'eau**

Equations	Auteurs	Paramètres
$\ln s = a + b \ln \theta$	Williams et al. (1982)	$a, b$
$\theta = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{1 + as^b}$	Gardner (1958)	$a, b$ et $\theta_r$
$\theta = \theta_s \quad si \quad s < s_a$ $\theta = \theta_s \left( \frac{s_a}{s} \right)^\lambda \quad si \quad s \geq s_a$	Brooks & Corey (1964)	$\lambda, s_a$
$\theta = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{[1 + (\alpha h)^n]^m}$	Van Genuchten (1980)	$m, n, \alpha$
$\theta = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{[\ln(e + (s/a)^b)]^c}$	Fredlund & Xing (1994)	$a, b, c$ et $\theta_r$

Où :  $s$  est la succion ;  $\theta_s$  est la teneur en eau saturée ;  $\theta_r$  est la teneur en eau résiduelle ;  $s_a$  est la pression d'entrée d'air.

### **I.2.3.3 Conductivité hydraulique des sols non saturés**

Dans les sols non saturés, l'air contenu dans les pores réduit l'espace disponible pour l'écoulement de l'eau, et de plus il y a interaction entre l'air et l'eau, ce qui fait diminuer la conductivité hydraulique. Cette dernière peut être déterminée par les méthodes directes ou indirectes.

#### **I.2.3.3.1 Méthodes directes**

D'après Delage & Cui (2000), on peut distinguer trois types de méthodes existantes. La première méthode consiste (en régime permanent, pour la perméabilité à l'eau et à l'air) à

imposer un gradient constant dans un échantillon où une valeur connue et tenue constante de la succion est appliquée. Le travail consiste à mesurer le débit d'eau traversant l'échantillon. La mise en œuvre de cette méthode est difficile, car la mesure est sensible aux variations de température.

La deuxième méthode est basée sur la cellule de Richards. Les valeurs de perméabilité sont déduites des variations de la quantité d'eau sortant de l'appareil lorsqu'on applique une augmentation de la pression d'air.

La troisième est la méthode du profil instantané. Elle consiste à suivre les variations de la succion lors d'une infiltration dans une colonne (Delage & Cui 2000). La détermination des courbes de rétention d'eau permet de déduire les profils de teneur en eau. La Figure I-38 présente des isochrones de succion et de teneur en eau pendant une infiltration.

Pour un temps  $t$  donné, la détermination de la tangente d'une isochrone de succion (Figure I-38a) donne en chaque point le gradient hydraulique  $i = \partial s / \partial x$ .

Le volume d'eau passé entre deux instants en un point donné est déduit de la différence entre les isochrones de teneur en eau correspondant à ces deux instants, représentée par la zone hachurée sur la Figure I-38b. On exprime le volume d'eau  $V$  passé à une distance  $x_i$  du point d'injection au travers de la surface  $A$  de la colonne, entre les instants  $t$  et  $t + \Delta t$  :

$$V = A \left( \int_{x_i}^L \theta_{t+\Delta t} dx - \int_{x_i}^L \theta_t dx \right) \quad (\text{I-23})$$

Donc le débit  $q$  entre  $t$  et  $t + \Delta t$  est calculé par l'Eq. (I-24).

$$q = A \frac{\left( \int_{x_i}^L \theta_{t+\Delta t} dx - \int_{x_i}^L \theta_t dx \right)}{\Delta t} \quad (\text{I-24})$$

La perméabilité (Eq. (I-25)) est déduite du rapport entre le débit et le gradient. Ce dernier considère une valeur moyenne du gradient entre deux instants.

$$k = -\frac{1}{A} \frac{q}{0,5 \cdot (i_t + i_{t+\Delta t})} \quad (\text{I-25})$$

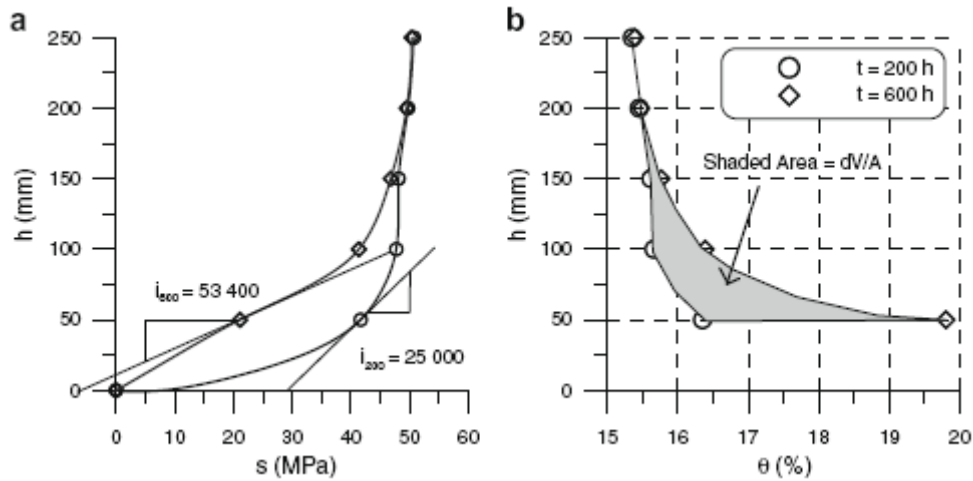


Figure I-38 : Isochrones de la teneur en eau et de la succion au cours de l'infiltration (Cui *et al.*, 2008)

#### I.2.3.3.2 Méthodes indirectes

Comme les méthodes directes pour la mesure de la conductivité hydraulique des sols non saturés sont à la fois assez complexes et longues, les méthodes indirectes ont été développées. Celles-ci sont basées sur la courbe granulométrique et la courbe de rétention d'eau des sols (Mualem, 1976; Van-Genuchten, 1980; Murray *et al.*, 2000), avec des équations empiriques (Gardner, 1937; Brooks & Corey, 1964). Fredlund *et al.* (1994) ont fait une synthèse des équations empiriques et les modèles statiques, présentée au Tableau I-4.

Tableau I-4 : Equations empiriques et modèles statiques pour la conductivité hydraulique non saturée

Equations empiriques		
Type	Formule	Auteur
$k = f(\theta)$	$k = k_s \left( \frac{\theta}{\theta_s} \right)^n$	Campbell (1973)
	$k = k_s \cdot \exp[\alpha(\theta - \theta_s)]$	Davidson <i>et al.</i> (1969)
$k = f(s)$	$k = k_s \cdot \left( \frac{s_a}{s} \right)^{2+3\lambda}$	Brooks & Corey (1964)
	$k = k_s \cdot \exp(\alpha s)$	Gardner (1958)
	$k = a \cdot s + b$	Richards (1931)
	$k = a \cdot s^{-b}$	Wind (1955)

Modèles statiques		
$k = f(\theta)$	$k_r = \Theta^q \frac{\int_{\theta_r}^{\theta} \frac{d\theta}{s^2(\theta)}}{\int_{\theta_r}^{\theta_s} \frac{d\theta}{s^2(\theta)}} \quad \text{avec } q = 2$ $\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$	Burdine (1953)
	$k_r = \Theta^q \left( \frac{\int_{\theta_r}^{\theta} \frac{d\theta}{s^2(\theta)}}{\int_{\theta_r}^{\theta_s} \frac{d\theta}{s^2(\theta)}} \right)^2 \quad \text{avec } q = 0,5$	Mualem (1976) Childs & Collis-George (1950)
	$k = k_s \cdot \Theta^2 \left[ 1 - (1 - \Theta^{1/m})^m \right]$	van-Genuchten (1980)
	$k_r = \Theta^q \frac{\int_{\theta_r}^{\theta} \frac{\theta - x}{s^2(x)} dx}{\int_{\theta_r}^{\theta_s} \frac{\theta_s - x}{s^2(x)} dx}$	Fredlund et al. (1994)

Où :  $n$ ,  $m$ ,  $a$ ,  $b$  et  $\alpha$  sont des constantes et dépendent de la nature du sol ;  $s_a$  est la pression d'entrée d'air ;  $\theta_r$  et  $\theta_s$  sont respectivement la teneur en eau volumique résiduelle et la teneur en eau saturée ;  $k$ ,  $k_s$  sont respectivement les coefficients de perméabilité des sols non saturés et des sols saturés ;  $k_r = k/k_s$  est le coefficient de la perméabilité relative.

Concernant les sols grossiers, la teneur en eau volumique résiduelle est proche de 0. D'après Côté & Konrad (2003), le modèle de Brooks & Corey (1964) est le plus approprié pour déterminer la perméabilité des sols grossiers non saturés.

### I.3 Synthèse

Le réseau ferroviaire en France présente actuellement deux types de voies ballastées : voies anciennes (lignes classiques) et voies nouvelles (lignes à grande vitesse). Pour les voies nouvelles, une couche d'assise a été mise en œuvre lors de leur construction, en respectant les nouvelles normes et les nouvelles spécifications techniques de la SNCF pour assurer les exigences liées à l'exploitation (tonnage, vitesse, ...) et celles liées aux qualités de la



géométrie des voies. Par contre, la nature et l'épaisseur de la couche d'assise des voies anciennes sont très variables à cause du mode d'exécution initial de la voie, sans compactage, et avec des matériaux très divers suivant les conditions géologiques locales. Pourtant, la plupart des voies anciennes présentent une « *couche intermédiaire* » hétérogènes entre la couche de ballast et le sol support qui est constituée d'un mélange plus ou moins pollué de matériaux divers : ballast, grave, sable, scories, sol, etc. (SNCF, 1996a).

On observe parfois sur les voies anciennes des problèmes liés au mauvais fonctionnement hydraulique de la plate-forme, au vieillissement des voies, etc. Afin d'améliorer la qualité d'assise pour assurer l'exigence d'exploitation, les travaux de maintenance et de modernisation des voies anciennes sont de plus en plus fréquents. Pour ces travaux, la couche intermédiaire est souvent gardée comme une couche de fondation ou une sous-couche. D'autre part, il existe actuellement certaines plate-formes anciennes en déblai qui ne comportent pas de dispositifs de drainage, mais qui ne présentent pas de problèmes de stabilité et/ou de déformation préjudiciable aux circulations ferroviaires. Par conséquent, une étude du comportement hydro-mécanique de la couche intermédiaire est nécessaire.

Jusqu'à présent, les études approfondies sur le comportement des matériaux de la couche intermédiaire sont encore rares. Pourtant, plusieurs chercheurs ont étudié le comportement mécanique ainsi que le comportement hydraulique des sols grossiers utilisés dans la fondation de chaussées ou de voies nouvelles. Ces études montrent que le comportement mécanique des sols grossiers évolue en fonction du niveau de chargement, du nombre de cycles, de l'état du sol (teneur en eau, densité, granulométrie...). Plusieurs modèles ont été élaborés permettant de prévoir les déformations permanentes en fonction du niveau de chargement et/ou nombre de cycles. Pourtant, il n'y a pas de modèles de déformations permanentes qui prennent en compte l'état hydrique du matériau, paramètre qui influence considérablement son comportement mécanique.

Le comportement hydraulique de la couche intermédiaire dépend de l'état de cette couche (densité, granulométrie, teneur en eau, etc.). Celui-ci influence la capacité de drainage de la plate-forme et le comportement mécanique de cette couche. En général, la couche intermédiaire en place est à l'état non saturé. Contrairement aux sols fins pour lesquels les propriétés hydrauliques peuvent être mesurées avec une relative aisance par plusieurs techniques différentes, les travaux expérimentaux pour étudier les propriétés hydrauliques des sols grossiers non saturés sont encore très limités à cause de la composition des ce type de matériaux.

## **CHAPITRE II : PRESENTATION DES SITES ET DES MATERIAUX ETUDIES**

### **II.1 Introduction**

Jusqu'à présent, la couche intermédiaire, sur le réseau ferroviaire français, n'est caractérisée que de façon visuelle à l'aide de sondages carottés. Les analyses quantitatives du comportement de ces matériaux n'ont pas encore été réalisées. Afin de mieux comprendre la formation de la couche intermédiaire sur les voies anciennes, il est nécessaire de mener ces analyses quantitatives en identifiant en laboratoire les sols constitutifs des plates-formes anciennes. Une quantité importante de sol a été prélevée dans une plate-forme ancienne afin de réaliser les essais hydrauliques et mécaniques en laboratoire.

De plus, afin de corrélérer les paramètres mécaniques et hydrauliques obtenus au laboratoire et les mesures in situ (fréquence de sollicitation, succion dans la couche intermédiaire), il a été nécessaire de choisir un site à instrumenter.

Dans ce chapitre, on présentera tout d'abord le site de prélèvement. Puis, les essais d'identification en place et au laboratoire seront abordés. Enfin, on aborde la présentation du site choisi pour l'instrumentation.

### **II.2 Site du prélèvement**

#### **II.2.1 Choix du site**

En préambule à cette recherche, une étude a été menée en 2007, par la Division hydraulique de la Direction de l'Ingénierie de la SNCF, sur un échantillon de lignes réparties sur l'ensemble du territoire français et sélectionné selon les critères suivants :

- importance et type du trafic ;
- diversité des pluviométries moyennes annuelles ;
- représentativité du réseau ferré français (hors ligne à faible trafic).

Ainsi sur un échantillon constitué de 16 lignes (soit 1 280 km), il a été recensé 520 km de linéaire en déblai (soit 40,6%) dont 11 km sont, a priori, sans drainage. Cela représente 2,1% du linéaire et concerne 52 sites. L'étude montre que la majorité des sites répertoriés se trouvent sur des terrains calcaires ou alluvionnaires (Figure II-1).

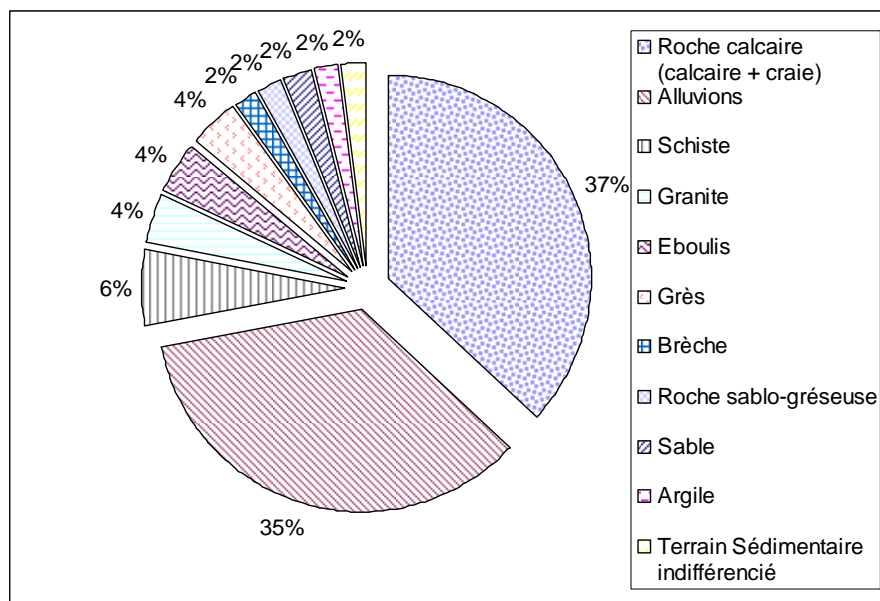


Figure II-1. Représentation des déblais non drainés en fonction du type de sol support (RFF *et al.*, 2008)

L'exploitation de ces résultats a permis de dégager une liste de zones géographiques potentiellement intéressantes pour le prélèvement de matériaux de couche intermédiaire. Les caractéristiques retenues pour le choix du site sont :

- la plate-forme en déblai des deux côtés de la voie ;
- l'absence de drainage sur une longueur supérieure à 200 m.

On a pu ainsi répertorier 5 zones sur la ligne 884000, en profitant des travaux de modernisation, qui ont fait l'objet de visites sur le terrain pour mieux voir certaines caractéristiques (géométrie du déblai, nature géologique, etc.).

### II.2.2 Visite de reconnaissance

La visite a été réalisée sur l'ensemble des cinq zones qui se trouvent sur la ligne N° 884000 de Bourg-en-Bresse à Bellegarde (région SNCF de Chambéry) d'une longueur de 65 km. La raison principale de ce choix est que cette ligne se trouve actuellement en travaux de réhabilitation. Par conséquent, les circulations de trains y sont suspendues, ce qui permet d'y effectuer diverses études sans être soumis aux contraintes de circulation. La visite de reconnaissance avait pour but de réaliser des sondages manuels rapides (pioche) afin de localiser la couche intermédiaire et observer visuellement sa constitution. L'objectif premier de cette visite était de sélectionner le site pour le prélèvement en grande masse afin de réaliser les essais en laboratoire.

## Chapitre II : Présentation des sites et des matériaux étudiés

La reconnaissance a été exécutée sur les cinq sites répartis sur trois lots de travaux présentés sur le Tableau II-1 :

Tableau II-1 : Sites de visite de reconnaissance

Site	Location	Longueur (m)	Lot
Déblai de Sénissiat	Km 13+780	250	Lot 1 (Km 0 à 25)
Déblai de Feuilles	Km 20+682	11	
Déblai de Simandre	Km 22+300	300	
Déblai de Daranche	Km 25+700	300	Lot 2 (Km 25 à 36)
Gare de Nanture	Km 40+500		Lot 3 (Km 36 à 60)

Pour chaque site, nous avons cherché à collecter les informations suivantes :

- caractéristiques dimensionnelles du déblai ;
- profil géologique du déblai ;
- prélèvement d'échantillons de couche intermédiaire et de sol support.

### a) Déblai de Sénissiat

#### ❖ Caractéristiques dimensionnelles

Le déblai de Sénissiat se trouve au kilomètre 13+780 de la ligne Bourg-en-Bresse à Bellegarde. Il est actuellement en cours de modernisation. La partie supérieure de la structure d'assise (couches de ballast et ballast pollué) de la voie ancienne a donc été dégarnie. Le déblai est parallèle aux routes D81 et D979 (Figure II-2). Un passage à niveaux (PN), situés au PK 14+100, permet à la route D979 de franchir la voie ferrée. La hauteur du déblai est en moyenne de 2,5 m. Dans ce secteur, la plate-forme est en alignement et sa largeur est d'environ 5m. Aucun système de drainage n'existe sur ce déblai.





Figure II-2 : Site de Sénissiat, vue de la route D81

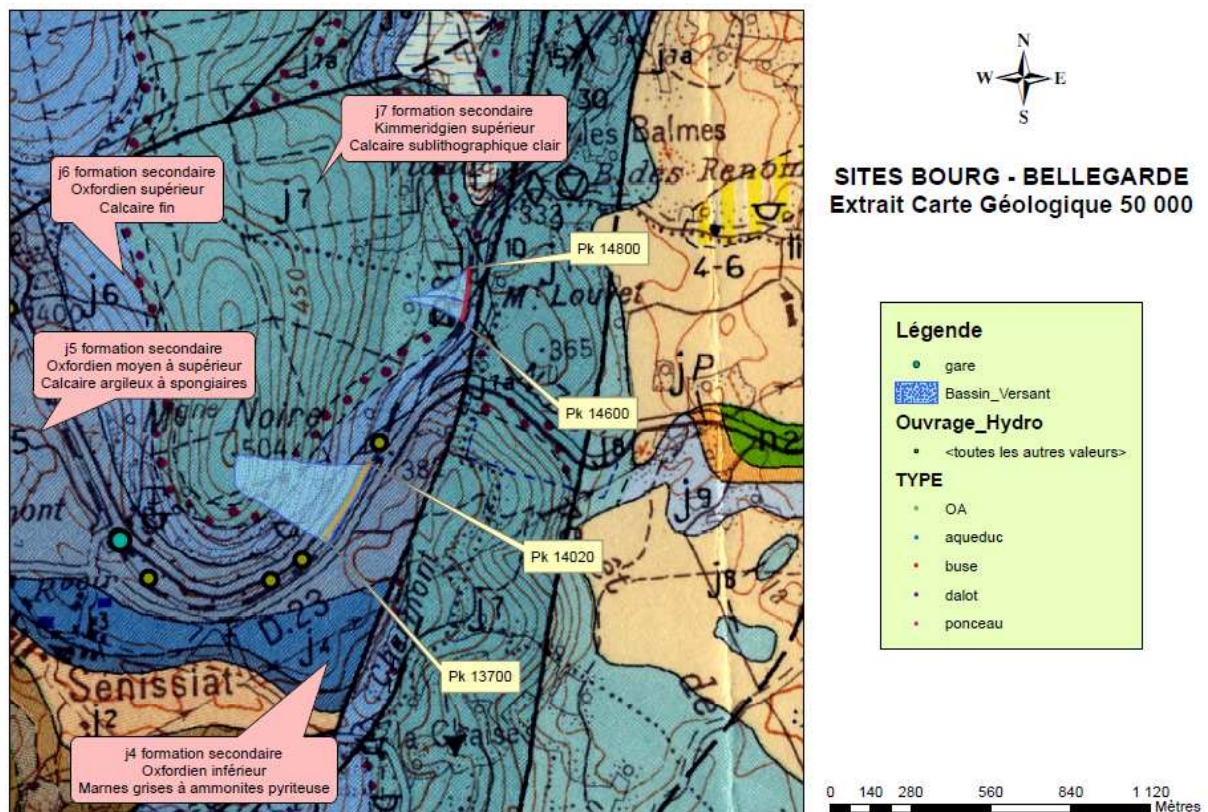


Figure II-3 : Carte géologique du site de Sénissiat (RFF *et al.*, 2008)

### **❖ Profil géologique**

D'après la carte géologique du BRGM au 1/50 000 (Figure II-3), la voie ferrée semble reposer sur des formations calcaires argileuses. Cependant, ces calcaires, visibles par endroits, en bordure de la route départementale D979 longeant la voie ferrée, n'ont pas été observés en plate-forme.

### **❖ Profil de la couche intermédiaire**

Le sondage réalisé en plate-forme lors de la visite de reconnaissance a permis de caractériser la couche intermédiaire. Celui-ci est présenté sur une épaisseur de 30 cm. La difficulté de réalisation du sondage à la pioche témoigne d'une couche intermédiaire très dense. Cette couche semble reposer sur un substrat alluvionnaire composé de galets roulés de diamètre maximal d'environ 200 mm (Figure II-4).



**Figure II-4 : Sondage sur le site de Sénissiat lors de la visite préliminaire**

Quant à sa constitution, elle semble résulter d'une dégradation du ballast (éléments de ballast retrouvés 10 cm au-dessous du niveau supérieur de la couche intermédiaire) et présente une granulométrie hétérogène.



### b) Déblai de Feuilles

Sur ce secteur, la plate-forme est établie en profil mixte. En partie droite, le déblai est taillé dans la roche (paroi subverticale) tandis que le côté gauche se trouve en remblai. Au km 20+682, en partie gauche, un rocher de 11 m de long (en rive gauche du Suran) matérialise ce déblai ponctuel. Ce dernier n'étant pas suffisamment long, il n'a pas été jugé représentatif et aucun sondage n'y a été effectué.

### c) Déblai de Simandre

Ce site a été sélectionné car, lors de la campagne de reconnaissance des travaux de réhabilitation réalisée en phase projet, ce site a été recensé comme un lieu présentant des désordres sur plate-forme de type remontée boueuse.

#### ❖ Caractéristique dimensionnelle :

La plate-forme, de 5m de largeur, est établie en courbe à droite. Elle présente un devers orienté vers la paroi rocheuse. La voie est en profil mixte avec en partie droite, une paroi rocheuse d'une hauteur moyenne de 2 m. Côté gauche, la plate-forme est en remblai, formant la berge du Suran.

#### ❖ Profil géologique :

D'après la carte géologique du BRGM au 50000 (Figure II-5), le site est établi sur des couches calcaires à Oolites. Ceci a été confirmé sur le terrain.

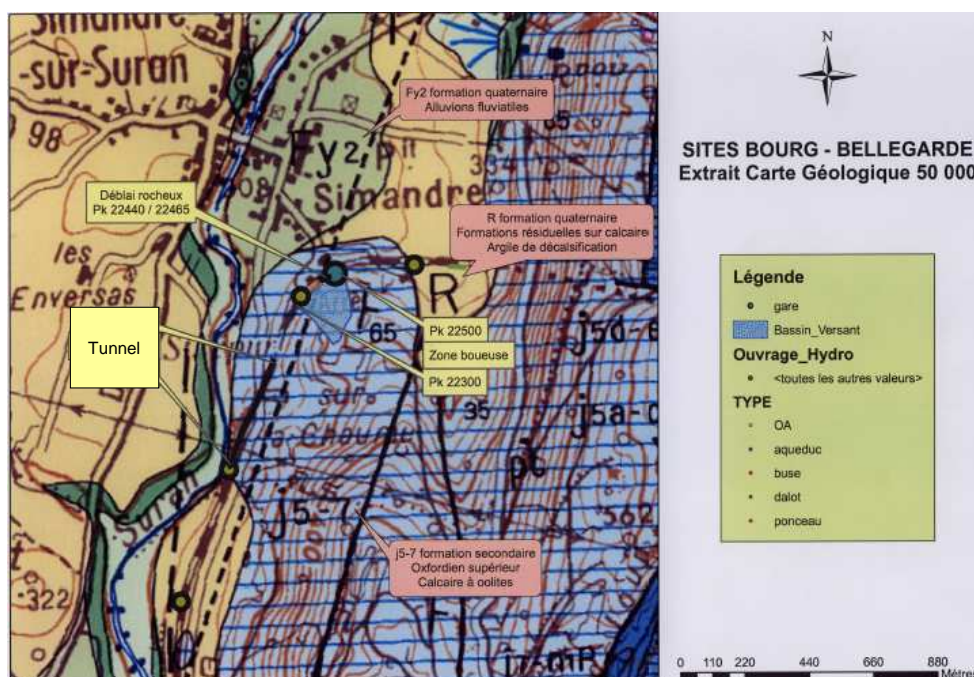


Figure II-5 : Carte géologique du site de Simandre (SNCF, 2008)

### ***❖ Profil de la couche intermédiaire :***

Le sondage réalisé en plate-forme (Figure II-6) a permis de caractériser la couche intermédiaire. Celle-ci est présente sur une épaisseur de 30 cm. Sa densité semble plus faible que celle du site de Sénissiat. La couche intermédiaire repose sur un substrat rocheux de type calcaire. Quelques morceaux de calcaires à Oolites ont été prélevés dans les échantillons. Comme pour le site de Sénissiat, la couche intermédiaire semble résulter d'une dégradation du ballast (éléments de ballast retrouvés 10 cm au-dessous du niveau supérieur de la couche intermédiaire).



**Figure II-6 : Sondage sur le site de Simandre lors de la visite préliminaire**

### ***d) Déblai de Daranche***

Lors de la visite, les voies étaient toujours en place. Par conséquent, aucun sondage ni prélèvement n'ont pu être réalisés.

### ***e) Gare de Nantua***

À la veille de notre visite, des prélèvements de couche intermédiaire avaient été réalisés par une entreprise extérieure pour permettre l'identification du matériau. Une première analyse visuelle réalisée lors de ces prélèvements a montré que dans ce secteur, la voie était posée sur des matériaux rapportés d'un mètre d'épaisseur. Il n'y a pas de déblai sur ce site.

Suite aux visites de reconnaissance et à l'analyse ci-dessus, le site de Sénissiat a été finalement retenu pour effectuer les prélèvements en grande quantité car ce déblai satisfait aux conditions de géométrie (longueur, hauteur, déblai deux côtés), de géologie (sol support



argileux) et de drainage (aucun système de drainage). La Figure II-7 présente les sites de visite de reconnaissance et le site de prélèvement.

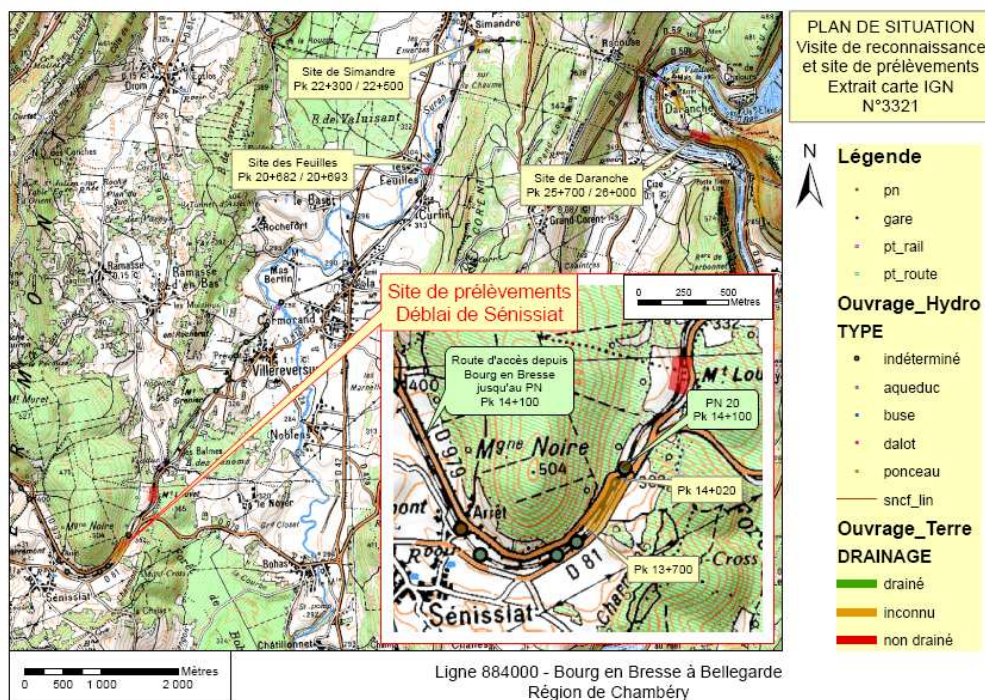


Figure II-7 : Sites de visite de reconnaissance et site de prélèvement (SNCF, 2008)

### II.3 Prélèvement du matériau

Les prélèvements ont été réalisés à l'aide d'une pelle mécanique. Le schéma décrivant les positions des prélèvements est présenté sur la Figure II-8.

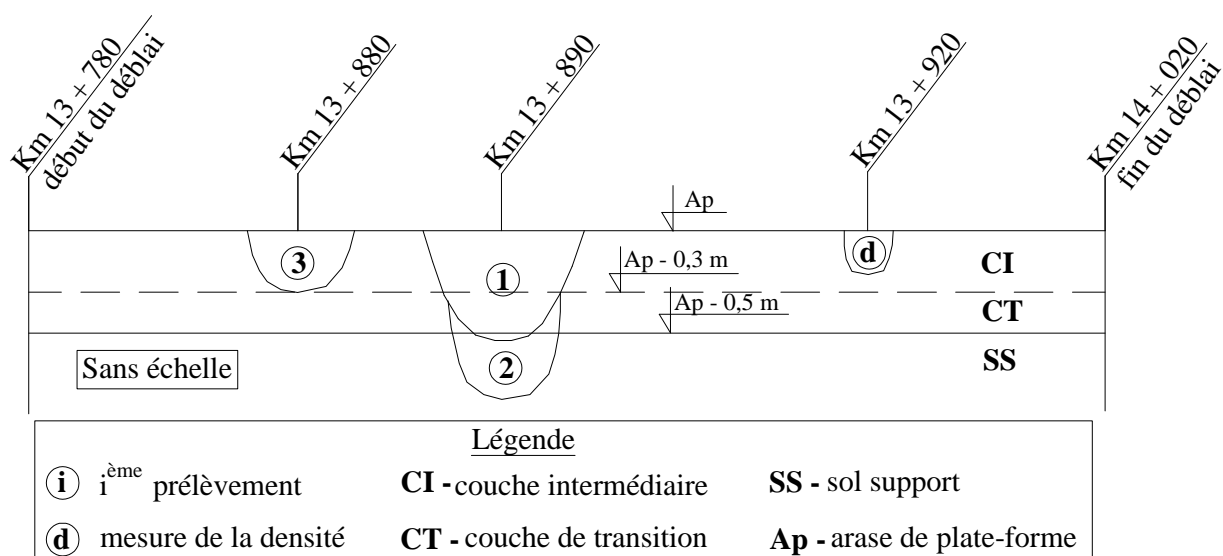


Figure II-8 : Positions et profondeurs des prélèvements du sol

Le premier prélèvement a été réalisé jusqu'à une profondeur de 0,50 m sous l'arase de la plate-forme (Ap). La Figure II-9 montre une photo prise après le deuxième prélèvement. Celle-ci montre une interface très nette à 0,50 m de profondeur qui sépare la couche supérieure (brun – noirâtre) du sol support (brun de nature argileuse). Une autre interface, moins visible sur la Figure II-89, existe à une profondeur de 0,30 m. Elle sépare la couche supérieure (noirâtre) de la couche inférieure (brun – noirâtre) contenant des galets roulés.

La structure d'assise, sous l'arase de la plate-forme du site de Sénissiat, peut être représentée par les trois couches suivantes :

- une couche intermédiaire (CI) de 0,30 m d'épaisseur ;
- une couche de transition (CT) de 0,20 m d'épaisseur ;

Le premier prélèvement concerne un sol mélangé (SM) comprenant la couche intermédiaire (CI), la couche de transition (CT) et le sol support (SS). Le deuxième prélèvement a été effectué dans le sol support (Figure II-8). Le troisième prélèvement contient exclusivement le sol intermédiaire. Il a été excavé sur une profondeur de 0,30 m sous l'Ap. Ce prélèvement a été réalisé 10 m en amont des prélèvements 1 et 2. Le quatrième prélèvement a été réalisé en pied de talus sur la zone hors surcharge ferroviaire (Figure II-10).

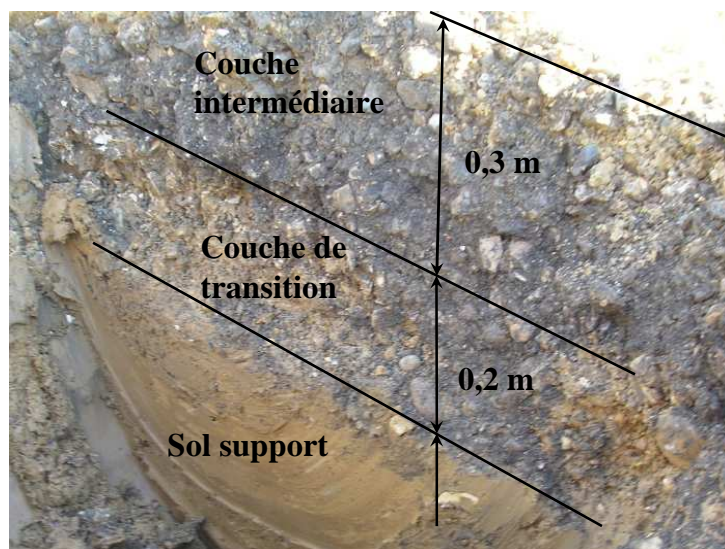


Figure II-9 : Photo prise sur deux premiers prélèvements



Figure II-10 : Photo prise sur le quatrième prélèvement



Les sols prélevés ont été transportés jusqu'au laboratoire Navier/CERMES de l'Ecole des Ponts ParisTech et stockés dans 4 bacs plastiques (Figure II-11).



**Figure II-11 : Stockage des sols au laboratoire**

### **II.4 Identification de la couche intermédiaire en place**

#### **II.4.1 Mesure de la densité de la couche intermédiaire**

Lors des prélèvements, plusieurs mesures en place ont été réalisées. La densité du sol intermédiaire a été estimée en utilisant une méthode analogue à celle du densitomètre à membrane (AFNOR, 1996c). La cavité « d » a été creusée dans la couche intermédiaire, 30 m en aval du premier prélèvement (Figure II-8). Les Figure II-12 et Figure II-13 présentent la méthode de mesure de la densité en place de la couche intermédiaire.



**Figure II-12 : Réalisation d'une cavité**



**Figure II-13 : Mesure du volume de la cavité**

Le sol excavé a été récupéré pour déterminer le poids humide et la teneur en eau en laboratoire. Afin de déterminer le volume de la cavité, une bâche plastique a été plaquée dans celle-ci avant sa mise en eau à l'aide d'un récipient gradué (Figure II-13). Les valeurs obtenues sont : masse volumique :  $\rho = 2,51 \text{ Mg/m}^3$  ; masse volumique sèche :  $\rho_d = 2,39 \text{ Mg/m}^3$  ; teneur en eau massique :  $w = 5,13\%$ .

### II.4.2 Mesure de la teneur en eau volumique par sonde Thétaprobe

On n'a pu effectuer les mesures de la teneur en eau volumique par sonde Thétaprobe que pour le sol support car cette couche était très meuble et argileuse. Par contre, on n'a pas pu introduire les électrodes de la sonde Thétaprobe dans la couche intermédiaire pour mesurer la teneur en eau volumique à cause des gros éléments présents dans cette couche.

La teneur en eau volumique a été mesurée à plusieurs profondeurs au-dessous de la couche intermédiaire dans le trou des prélèvements 1 et 2 (Figure II-8 et Figure II-14). Les teneurs en eau volumiques sont respectivement de 41,7% ; 37,3% et 38,5% correspondant aux profondeurs de 55 cm ; 60 cm ; 80 cm sous l'Ap.



Figure II-14 : Mesure de la teneur en eau volumique par sonde Thétaprobe

### II.4.3 Estimation de la perméabilité de la couche intermédiaire

Une première évaluation de la perméabilité du sol a été réalisée en retirant la bâche plastique, laissant ainsi l'eau s'infiltrer dans le sol. Après une demi-heure, le niveau d'eau dans le trou avait peu évolué montrant une faible perméabilité de la couche intermédiaire et des couches sous-jacentes.



**a) Remplissage de la cavité**



**b) Variation du niveau après une demi-heure**

**Figure II-15 : Estimation de la perméabilité de la couche intermédiaire**

## **II.5 Identification du matériau en laboratoire**

Afin de mieux comprendre la formation et la constitution de la couche intermédiaire, les sols de trois premiers prélèvements ont été analysés. L'analyse visuelle montre que le sol situé à côté (quatrième prélèvement) présente une nette différence par rapport aux sols de la couche intermédiaire des trois premiers prélèvements. Ce sol n'a donc pas été analysé.

### **II.5.1 Essais d'identification**

Les sols récupérés à partir des prélèvements ont permis la réalisation des essais d'identification suivants : analyse granulométrique, analyse minéralogique, détermination des limites d'Atterberg et de la valeur au bleu de méthylène.

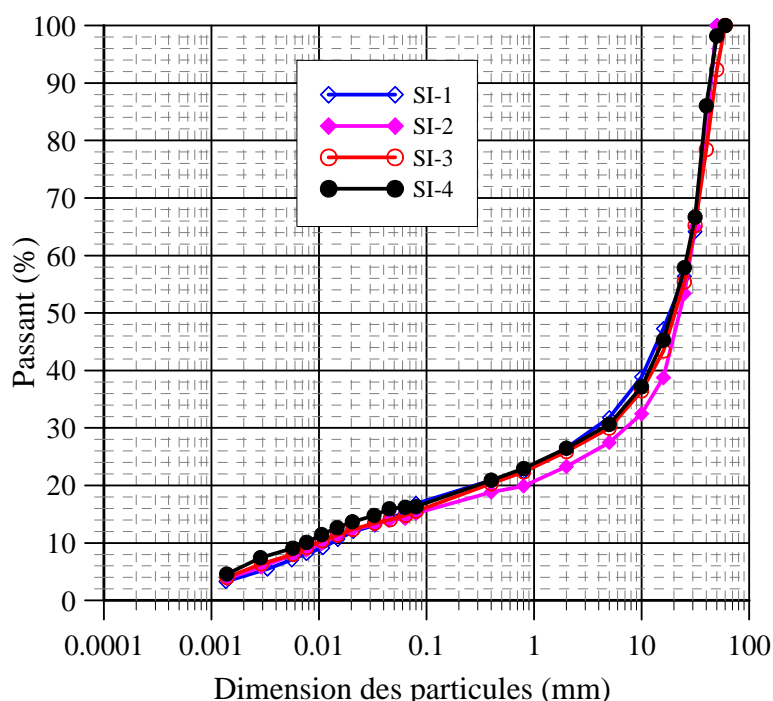
#### ***II.5.1.1 Analyse granulométrique***

L'analyse granulométrique permet d'étudier la distribution de la taille des grains solides constitutifs du sol. Elle se traduit par une courbe qui permet d'identifier le sol selon la classification GTR (SETRA, 1992b). Les essais sont effectués selon la méthode du tamisage à sec après lavage (AFNOR, 1996b) pour les particules supérieures à 80  $\mu\text{m}$ . Quant aux particules inférieures à 80  $\mu\text{m}$ , la méthode de sédimentation (AFNOR, 1992b) a été appliquée. Pour le sol intermédiaire, quatre essais ont été réalisés pour deux prélèvements différents : les deux premiers essais ont été réalisés sur les sols extraits lors de la réalisation de la cavité permettant de déterminer la densité en place (SI-1 et SI-2) ; les deux autres sur les



échantillons pris lors du troisième prélèvement (SI-3 et SI-4, voir la Figure II-8). Les courbes granulométriques obtenues sont présentées sur la Figure II-16. On observe que les courbes des deux prélèvements, distants de 30 m sont très proches.

Le sol intermédiaire contient environ 16% de particules inférieures à 80  $\mu\text{m}$  (0,08 mm). Ce pourcentage est plus important que celui de la sous-couche qui contient 4% à 8% de fines (SNCF, 1995). Pourtant, il reste cependant inférieure au seuil de 35% du sol grossier classé C1 d'après la classification du GTR (SETRA, 1992b) ou la norme NF P11-300 (AFNOR, 1992a).



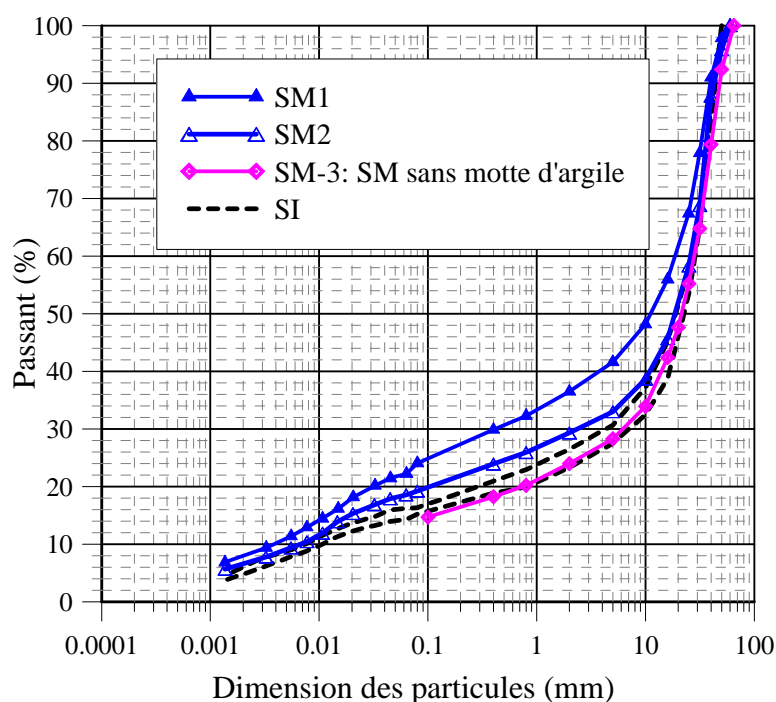
**Figure II-16 : Courbes granulométriques du sol de la couche intermédiaire du site de Sénissiat**

A partir des courbes granulométriques (Figure II-16), les coefficients d'uniformité  $C_u$  et de courbure  $C_c$  du sol de la couche intermédiaire sont déterminés et présentés dans le Tableau II-2. On trouve que le sol de la couche intermédiaire a une granulométrie bien étalée.

**Tableau II-2 : Coefficients d'uniformité ( $C_u$ ) et de courbure ( $C_c$ ) du sol de la couche intermédiaire**

Sol	$d_{10}$ (mm)	$d_{30}$ (mm)	$d_{60}$ (mm)	$C_u$	$C_c$
SI	0,01	5	30	3000	83

Quant au sol mélangé (SM), deux essais (SM-1 et SM-2) ont été réalisés et comparés avec les essais sur SI (Figure II-17). On observe que ces courbes se trouvent légèrement au-dessus des courbes correspondant au sol intermédiaire, montrant que le sol mélangé contient plus de fines que le sol intermédiaire. Un troisième essai (SM-3) est réalisé sur le sol mélangé dont les mottes d'argile, venant du sol support, ont été préalablement enlevées. La courbe obtenue est identique à celle du sol intermédiaire (Figure II-17). En conclusion, la différence entre les courbes granulométriques des sols mélangés et intermédiaires est due à la présence des mottes d'argiles issues du sol support.



**Figure II-17 : Courbes granulométriques du sol mélangé (SM) et du sol intermédiaire (SI)**

Les courbes granulométriques obtenues sur le sol support (SS) sont présentées sur la Figure II-18. On constate que 98% des particules sont inférieures à 80  $\mu\text{m}$  dont 50% ont une granulométrie inférieure à 2  $\mu\text{m}$ . Sur la Figure II-19, les courbes granulométriques des différents sols (SM, SI et SS) écrêtés à 80  $\mu\text{m}$  sont présentées. On constate que celles des sols mélangés sans mottes d'argile et celles des sols intermédiaires sont similaires. Elles contiennent 26 à 37% de particules inférieures à 2  $\mu\text{m}$  tandis que le sol support en contient 50-52%.

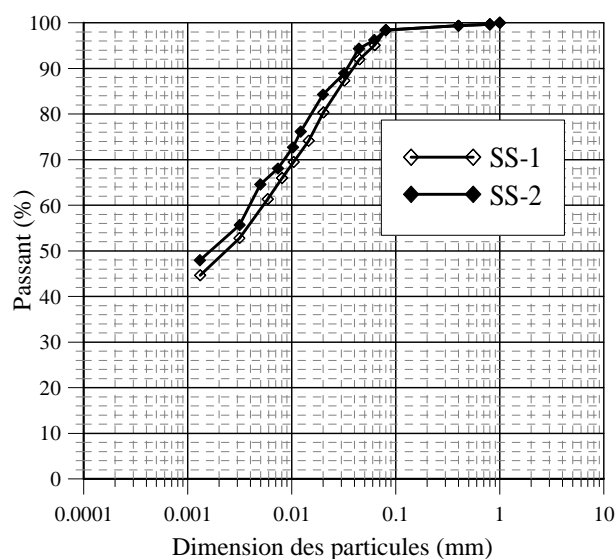


Figure II-18 : Courbes granulométriques du sol support (SS)

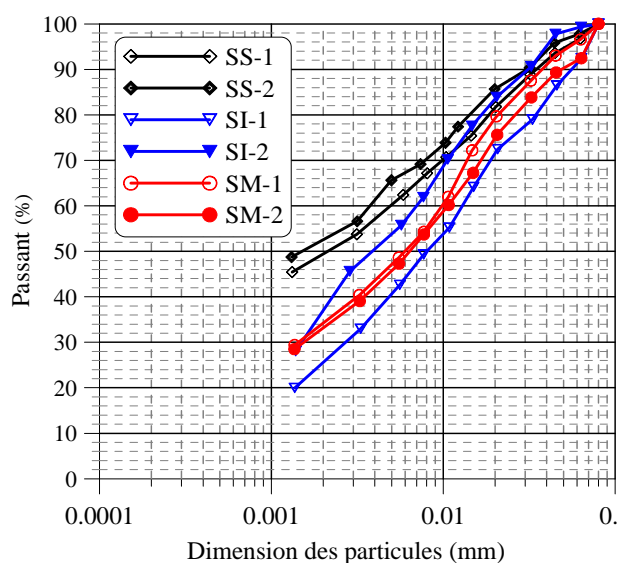


Figure II-19 : Courbes granulométriques des fines inférieures à 80  $\mu\text{m}$  du support (SS), du sol mélangé (SM) et du sol intermédiaire (SI)

Le Tableau II-3 présente une synthèse de la composition du sol intermédiaire. Il contient moins de 10 % de granulats supérieurs à 50 mm (grands galets roulés et pierres cassées). Le sol contient majoritairement (42-48 %) de ballast et quelques galets de taille de 25-50 mm. Les granulats de taille de 0,08 - 25 mm représentent 36-42 %. Ces granulats peuvent correspondre au micro-ballast (10 - 25 mm) qui était utilisé pour la correction manuelle du nivellement des voies (Alias, 1984), des dégradations du ballast, du sable et des éléments polluants (produits d'usure, scories, etc.). Enfin, les fines (< 80  $\mu\text{m}$ ) représentent 16% et les particules argileuses (< 2  $\mu\text{m}$ ) représentent 5% de la masse totale.

Tableau II-3 : Composition du sol intermédiaire

Composants	Taille	Pourcentage
	(mm)	(%)
Pierres cassées + galets roulés	50 - 63	3 - 10
Ballast + galets	25 - 50	42 - 48
Micro ballast + sable + dégradation du ballast + produits polluants (produits d'usure, scories...)	0,08 – 25	36 - 42
Fines + sable + dégradation du ballast + polluants	<0,08	~16
Argile	< 0,002	~5



### II.5.1.2 Détermination des limites d'Atterberg et de la Valeur au Bleu de Méthylène (VBS)

Selon la norme NF P94-051 (AFNOR, 1993b), la détermination des limites d'Atterberg s'applique aux particules fines inférieures à 400  $\mu\text{m}$ . Cependant, l'analyse granulométrique du sol support montre que la plupart des particules (98%) sont inférieures à 80  $\mu\text{m}$  (Figure II-18). Afin de comparer les fines des différents sols, les limites d'Atterberg sont déterminées sur les sols écrêtés à 100  $\mu\text{m}$  : la limite de liquidité ( $w_L$ ) est déterminée à la coupelle de Casagrande; la limite de plasticité ( $w_P$ ) est déterminée par la méthode du rouleau (AFNOR, 1993b). Les résultats sont présentés dans le Tableau II-4. On observe que le sol support est le plus plastique avec une limite de liquidité de 57,8 % et un indice de plasticité ( $I_p$ ) de 24,1. Selon le diagramme de Casagrande (Figure II-20), le sol support est un limon très plastique. Les fines du sol intermédiaire et du sol mélangé sans mottes d'argile sont moins plastiques et correspondent à un limon peu plastique.

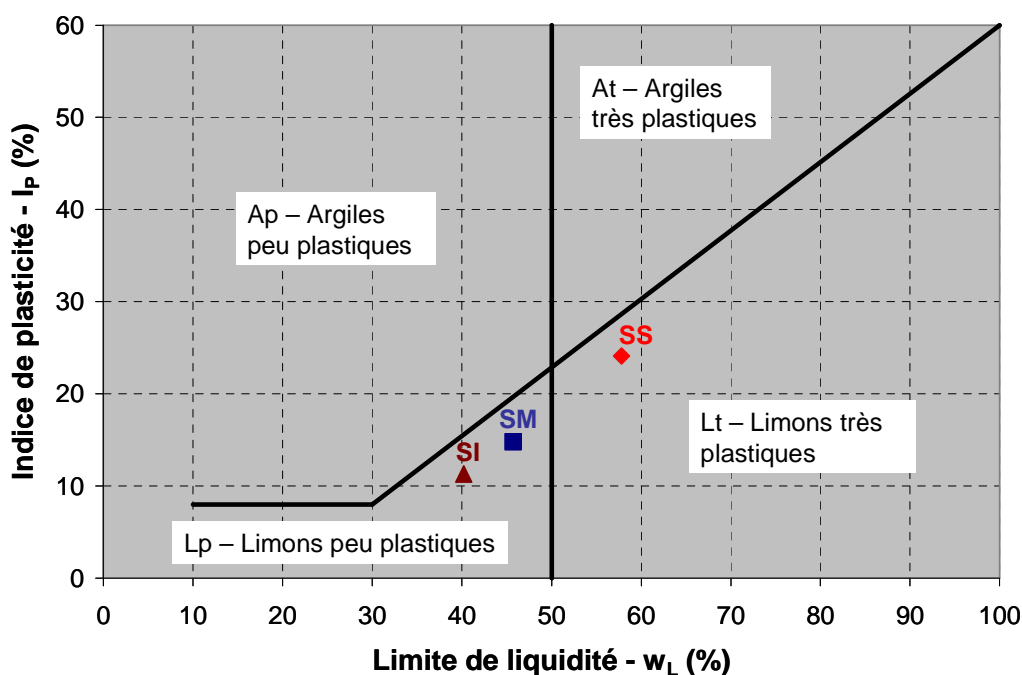


Figure II-20 : Diagramme de Casagrande

L'essai au bleu de méthylène consiste à mesurer la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour recouvrir les surfaces interne et externe de toutes les particules argileuses présentes dans 100 g de sol. La valeur au bleu de méthylène d'un sol (VBS) sert à apprécier globalement la quantité et l'activité de la fraction argileuse présente dans un sol. Elle constitue un des paramètres d'identification pour la classification des sols (AFNOR, 1992a). Selon la norme NF-P94-068 (AFNOR, 1998), l'essai est réalisé sur les particules inférieures à 5 mm. Cependant, dans un but de comparaison des caractérisations des fines de différents sols, les

fractions inférieures à 100  $\mu\text{m}$  ont été utilisées dans ce travail pour effectuer l'essai au bleu de méthylène. Les résultats sont présentés dans le Tableau II-4.

**Tableau II-4 : Limites d'Atterberg et Valeur au Bleu de Méthylène**

Type de sol	Fraction des fines ( $< 100 \mu\text{m}$ )	Limite de liquidité	Limite de plasticité	Indice de plasticité	VBS ( $< 100 \mu\text{m}$ )
	(%)	$w_L$ (%)	$w_p$ (%)	$I_p$	(g)
Sol mélangé sans mottes d'argile (SM)	20	45,7	30,9	14,8	3,67
Sol intermédiaire (SI)	18	40,2	28,9	11,3	3,58
Sol support (SS)	98	57,8	33,7	24,1	6,23

On constate que les fines ( $<100 \mu\text{m}$ ) du sol support présentent une valeur de VBS de 6,23 correspondant, selon NF P11-300 (AFNOR, 1992a), à un sol argileux. Les valeurs au bleu des fines ( $<100 \mu\text{m}$ ) du sol intermédiaire et du sol mélangé sans mottes d'argile sont respectivement de 3,58 et 3,67. Ces valeurs correspondent à des limons de plasticité moyenne d'après les seuils définis dans la classification GTR (SETRA, 1992b). Selon la classification GTR basée sur la taille de particules, l'indice de plasticité et valeur de bleu, le sol support et les fines ( $< 100 \mu\text{m}$ ) du sol intermédiaire et celles du sol mélangé sans mottes d'argile correspondent à la classe A2.

### **II.5.1.3 Analyses minéralogiques**

Afin de comprendre l'origine des fines dans la couche intermédiaire, la minéralogie des particules inférieures à 100  $\mu\text{m}$  du sol intermédiaire et du sol support a été analysée par diffraction aux rayons X. Au niveau des minéraux non argileux (de tailles comprises entre 2  $\mu\text{m}$  et 100  $\mu\text{m}$ ), le sol support contient majoritairement du quartz tandis que le sol intermédiaire contient les mêmes minéraux avec une proportion de quartz plus importante (de 5 à 6%). De plus, une analyse au calcimètre (AFNOR, 1996a) a montré la présence de 16% de calcite dans le sol intermédiaire contre 0% dans le sol support. Les minéraux argileux (particules inférieures à 2  $\mu\text{m}$ ) présentent la même composition pour le sol support et le sol intermédiaire : illite, kaolinite, chlorite et interstratifié chlorite/smectite.

Concernant les gros éléments du sol intermédiaire, les graviers ayant la taille de 25-50 mm sont lavés et séparés en trois groupes (Figure II-21) :

- galets roulés (8%) qui ne proviennent pas de la couche de ballast ;
- ballast blanc (82%) contenant 100% de carbonate selon l'analyse au calcimètre ;
- ballast noir ou gris (10%), plus rigide que le ballast blanc, contenant 17% de carbonate.

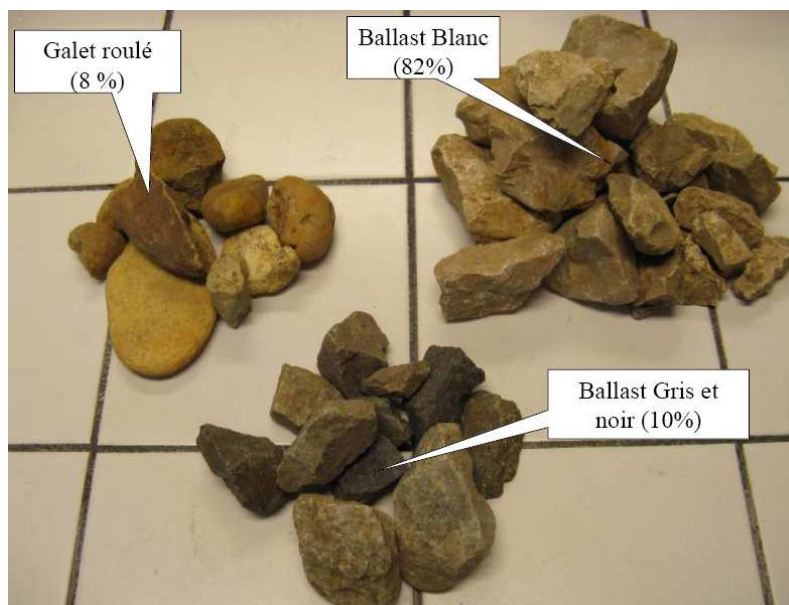


Figure II-21 : Graviers de 25 à 50 mm du sol intermédiaire

On peut en déduire que les particules fines de la couche intermédiaire proviennent, d'une part du sol support à cause du phénomène d'interpénétration, et d'autre part de la dégradation du ballast (calcite et quartz) due au trafic des trains. En effet, l'état hydrique de la plate-forme, qui peut être relié à la sollicitation dynamique générée par la circulation ferroviaire, influence le phénomène d'interpénétration (Kabir et al., 2006; Haque et al., 2007; Kamruzzaman et al., 2008 ; Indraratna et al., 2007). La dégradation du ballast due au trafic des trains a été étudiée par Li & Selig (1995) ; Indraratna *et al.* (2005); Lackenby *et al.* (2007); Karraz (2008).

### II.5.1.4 Détermination de la masse volumique des particules solides

La masse volumique des particules inférieures à 2 mm du sol intermédiaire est déterminée au pycnomètre à eau (AFNOR, 1991). Une valeur de  $\rho_s = 2,67 \text{ Mg/m}^3$  a été trouvée. La masse volumique, des particules supérieures de 2 mm et celles supérieures à 20 mm, est déterminée en utilisant la même méthode mais avec des dispositifs de plus grandes dimensions (AFNOR, 2001). Une valeur de  $2,68 \text{ Mg/m}^3$  a été obtenue pour les deux tailles.

### **II.5.2 Essai de compactage**

Les propriétés de compactage du sol intermédiaire sont étudiées à l'aide de l'essai Proctor Modifié suivant la norme NF P94-093 (AFNOR, 1999). Le moule CBR et la dame Proctor modifiée ont été choisis, car la taille des plus gros éléments du sol intermédiaire atteint 63 mm. Le sol a été écrêté à 20 mm permettant ainsi de respecter les prescriptions de la norme (NF P94-093). Les résultats obtenus sont tracés sur la Figure II-22. D'après la norme NF P94-093, lorsque le pourcentage des éléments plus grand que 20 mm est inférieur ou égal à 30% on peut déterminer la courbe Proctor moyennant une correction des valeurs de densité sèche  $\rho_d$  et de teneur en eau  $w$  déterminées sur la fraction de 0 - 20 mm du matériau en utilisant les formules suivantes :

pour la teneur en eau :

$$w' = w - \Delta w \quad \text{avec} \quad \Delta w = \frac{m}{100} w \quad (\text{II-1})$$

où :  $w'$  (%) est la teneur en eau du matériau 0/D, D (mm) étant le diamètre maximal du matériau (mm);  $w$  (%) est la teneur en eau déterminée sur la fraction 0/20;  $m$  (%) est la proportion de la fraction 20/D dans le matériau

pour la masse volumique sèche :

$$\rho_d' = \frac{\rho_d}{1 + \frac{m}{100} \left( \frac{\rho_d}{\rho_s} - 1 \right)} \quad (\text{II-2})$$

où :  $\rho_d'$  (Mg/m<sup>3</sup>) est la masse volumique sèche du matériaux 0/D, D (mm) étant le diamètre maximal du matériau (mm);  $\rho_d$  (Mg/m<sup>3</sup>) est la masse volumique sèche déterminée sur la fraction 0/20;  $\rho_s$  (Mg/m<sup>3</sup>) est la masse volumique des particules solides du sol.

La courbe obtenue après corrections est présentée sur la Figure II-22 pour le sol intermédiaire. On note néanmoins que ce sol contient plus de 30% d'éléments de taille supérieure à 20 mm (environ 50%, Figure II-16). Ainsi, en théorie, les conditions pour appliquer les corrections ne sont pas vérifiées. Sur la Figure II-22, la courbe correspondant au sol intermédiaire écrêté à 31,5 mm est également présentée. En effet, cette fraction correspond à celle de la sous-couche mise en œuvre sur les lignes nouvelles et à celle des graves non traitées utilisées en fondations routières (AFNOR, 1994b).

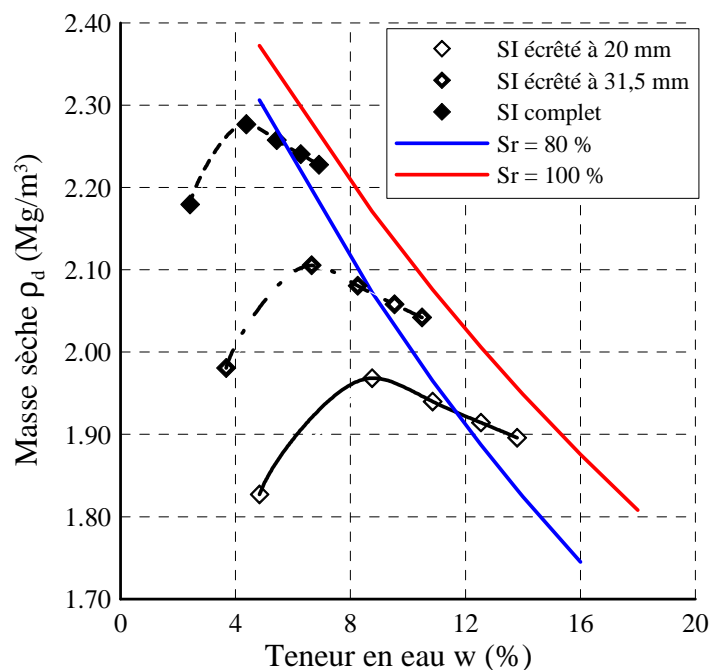


Figure II-22 : Courbes de compactage Proctor Modifié

A partir des courbes présentées sur la Figure II-22, la densité sèche maximale ( $\rho_{dmax}$ ) ainsi que la teneur en eau optimale ( $w_{OPM}$ ) sont déterminées pour chaque type de sol. Les valeurs sont présentées dans le Tableau II-5. La masse volumique sèche maximale du sol intermédiaire non écrêté déterminée au laboratoire est de  $2,28 \text{ Mg/m}^3$ . Cette valeur est légèrement inférieure à la densité sèche mesurée en place ( $2,39 \text{ Mg/m}^3$ ).

Afin de mieux comparer les densités mesurées en place et au laboratoire, les densités de la fraction 0/20 mm et de la fraction 0/31,5 mm du sol intermédiaire en place sont estimées. Pour ce faire, les constituants du sol intermédiaire sont d'abord divisés en trois phases : air, eau, et solide (Figure II-23). La Figure II-23a présente le schéma habituel d'un sol et la Figure II-23b représente le sol intermédiaire avec la phase solide divisée en deux parties : particules supérieures et inférieures à 20 mm. Sur cette figure,  $M_a$ ,  $M_w$ ,  $M_s$  et  $V_a$ ,  $V_w$ ,  $V_s$  sont la masse et le volume de l'air, de l'eau et de la particule solide, respectivement. Les indices  $i$  et  $s$  indiquent la partie inférieure et supérieure à 20 mm.

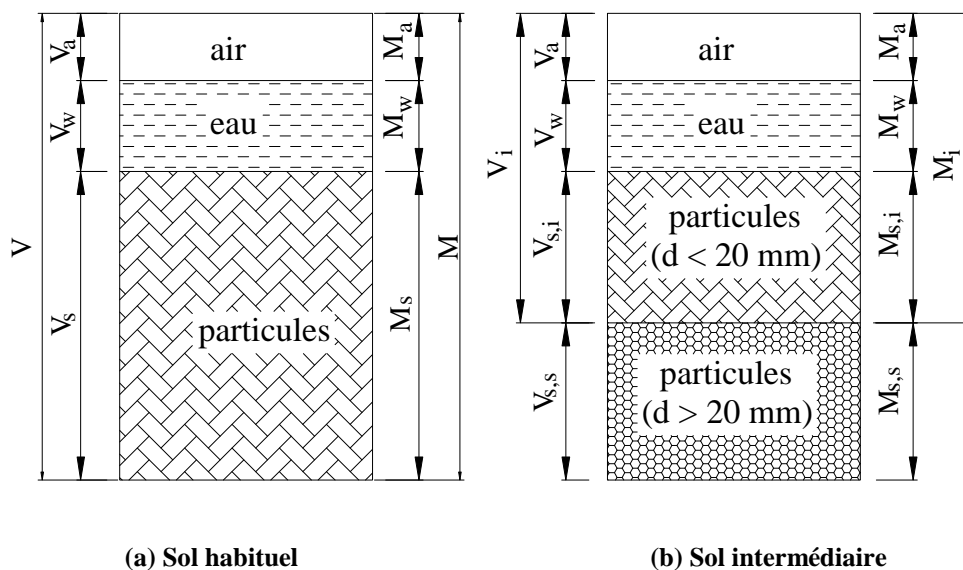


Figure II-23 : Schéma des constituants du sol intermédiaire

Pour les particules solides supérieures à 20 mm :

- la masse sèche ( $M_{s,s}$ ) :  $M_{s,s} = M_s$  avec  $m$  le pourcentage des particules solides supérieures à 20 mm,
- le volume des solides ( $V_{s,s}$ ) est calculé par l'Eq. (II-3):

$$V_{s,s} = \frac{M_{s,s}}{\rho_{s,s}} \quad (\text{II-3})$$

Pour le sol intermédiaire complet, sa densité sèche a été calculée par l'équation ci-dessous :

$$\rho_d = \frac{M_s}{V} = 2,39(Mg / m^3) \Rightarrow M_s = \rho_d V \quad (\text{II-4})$$

Pour le sol intermédiaire écrêté à 20 mm :

- la densité sèche est calculée par la formule suivante :

$$\begin{aligned} \rho_{d,i} &= \frac{M_{s,i}}{V_i} = \frac{M_s - M_{s,s}}{V - V_{s,s}} \\ &= \frac{(1-m) \cdot \rho_d \cdot V}{V - \frac{m}{\rho_{s,s}} \rho_d \cdot V} = \frac{(1-m) \cdot \rho_d \cdot \rho_{s,s}}{\rho_{s,s} - m \cdot \rho_d} \end{aligned} \quad (\text{II-5})$$

- la teneur en eau est calculée par l'équation ci-dessous :

$$w_i = \frac{M_w}{M_{s,i}} = \frac{M_s \cdot w}{M_s - M_{s,s}} = \frac{w}{1-m} \quad (\text{II-6})$$

A partir des essais réalisés en place et en laboratoire on obtient :  $m = 0,5$  (valeur déduite des résultats sur le sol intermédiaire écrêté à 20 mm, Figure II-16) ;  $\rho_d = 2,39 \text{ Mg/m}^3$  ;  $w = 5,1\%$  et  $\rho_{s,s} = 2,68 \text{ Mg/m}^3$ . Les valeurs calculées pour le sol intermédiaire en place écrêté à 20 mm sont donc :  $\rho_{d,i} = 2,16 \text{ Mg/m}^3$  et  $w_i = 10,3\%$ . La même méthode est appliquée pour le sol intermédiaire écrêté à 31,5 mm et les valeurs obtenues sont :  $\rho_{d,i} = 2,23 \text{ Mg/m}^3$  et  $w_i = 8,6\%$ . On observe que la densité en place est de 5 à 10 % plus élevée que la densité maximale obtenue en laboratoire.

**Tableau II-5 : Comparaison de la densité et de la teneur en eau obtenues en laboratoire et en place**

Sol intermédiaire	En laboratoire		En place		Comparaison
	$\rho_{dmax} (\text{Mg/m}^3)$	$w_{OPM} (\%)$	$\rho_d (\text{Mg/m}^3)$	$w (\%)$	$\rho_d / \rho_{dmax} (\%)$
écrêté à 20 mm	1,97	8,8	2,16	10,3	109,6
écrêté à 31,5 mm	2,11	6,7	2,23	8,6	105,7
complet	2,28	4,4	2,39	5,1	104,5

Lors de la modernisation de la ligne de Bourg-en-Bresse à Bellegarde-sur-Valserine, des planches d'essais ont été réalisées sur les matériaux utilisés pour la sous-couche (RFF *et al.*, 2008). L'objectif était de définir les modalités de compactage pour atteindre 95% des valeurs de compacités supérieures à 100% de la densité OPM correspondant au niveau de qualité de compactage  $q_1$  (AFNOR, 2009). D'après cette planche d'essai, la densité sèche moyenne *in-situ* satisfaisant à cette dernière condition est de  $2,40 \text{ Mg/m}^3$  soit de 101,1% de l'OPM pour le matériau de Rivat, et de  $2,39 \text{ Mg/m}^3$  soit de 101,6% de l'OPM pour celui de Vincent. On observe que la densité sèche de la couche intermédiaire mesurée en place ( $2,39 \text{ Mg/m}^3$ ) est très proche de celle obtenue lors des planches d'essai.

## II.6 Site d'instrumentation

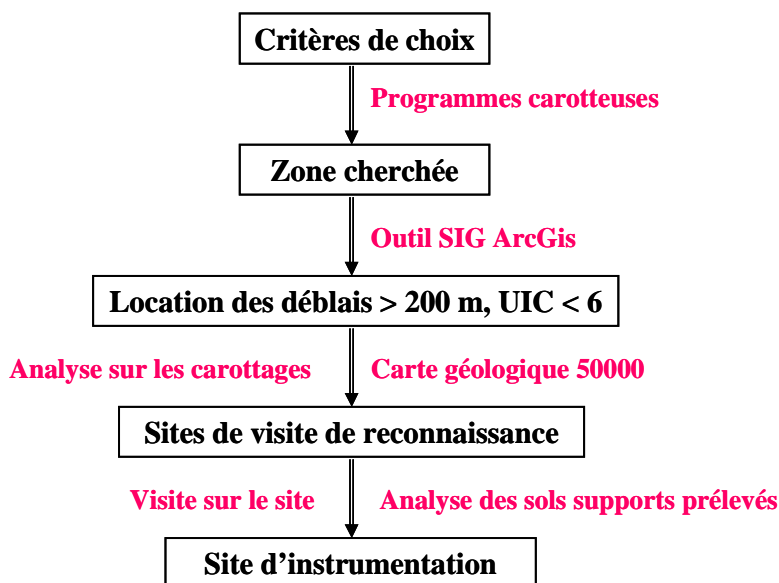
Comme il n'a pas été possible, pour des raisons pratiques (voie en rénovation, mise en place de système de drainage), d'instrumenter sur le site de Sénissiat, on a été obligé de chercher un nouveau site ayant des caractéristiques géologiques et géotechnique proches de celles du site de Sénissiat. Les critères à respecter sont les suivants :

- déblai sans drainage ayant une longueur au moins de 200 m ;

- sol support type A2 ;
- groupe de ligne UIC inférieur à 6 correspondant à un trafic de charges suffisamment important.

### **II.6.1 Choix du site**

La procédure de choix du site est résumée par le schéma ci-dessous :



**Figure II-24 : Procédure de choix du site d'instrumentation**

On a utilisé, dans un premier temps, les analyses réalisées par le train carotteur (ETF), qui permettent de sélectionner des déblais géologiquement équivalents à celui de Sénissiat. En effet, toutes les campagnes de travaux de type RVB (renouvellement voie ballast) sont précédées deux à trois ans auparavant par des sondages de plate-forme. Ces sondages sont programmés par le pôle maintenance et réalisés par un train carotteur de la société ETF (Européenne des Travaux Ferroviaires). Ce train effectue des carottes ( $\Phi = 250$  mm sur 1,5m de profondeur) en plate-forme permettant l'analyse de l'état des couches sous-jacentes. Une fois la carotte réalisée, celle-ci est analysée visuellement. Cette analyse consiste à photographier la carotte et établir une description des couches remontées. Cette description permet de collecter des informations sur l'épaisseur et l'état de pollution du ballast ainsi que l'épaisseur, la nature géologique, la consistance et d'éventuelles pollutions de la couche intermédiaire, sous-couche et substratum. La portion de voie recherchée sera limitée à celles ayant fait l'objet d'une reconnaissance par le train ETF. Ensuite, on utilise un outil de type Système d'Information Géographique (SIG), qui permet d'effectuer une recherche rapide de sites et d'en obtenir une représentation géographique, pour localiser les déblais de longueur



supérieure à 200 m. Finalement, une analyse des cartes géologiques couplée à l'analyse des prélèvements réalisés par le train carotteur permet de sélectionner des déblais géologiquement équivalents à celui de Sénissiat.

### **II.6.2 Visite de reconnaissance**

Suivant la procédure indiquée sur la Figure II-24, trois déblais sur la région de Lille ont été retenus pour réaliser des visites de reconnaissance.

- Déblai de Moulin-Blanc :
  - PK 230+000 de la ligne Douai – Valenciennes (262 000),
  - Longueur : 800 m
  - Le croisement d'information (sondage - carte géologique) indique que la plateforme repose sur les limons du quaternaire.
- Déblai de Passe Toutout :
  - PK 241+000 de la ligne Douai – Valenciennes (262 000),
  - Longueur : 600 m
  - Le croisement d'information (sondage - carte géologique) indique que la plateforme repose sur les limons du quaternaire.
- Déblai de Bavinchove :
  - PK 275+000 de la ligne Arras – Dunkerque (301 000),
  - Longueur : 1000 m
  - Aucune indication n'a été donnée sur le sol support par le sondeur. Selon la carte de géologique, ce déblai est taillé dans les limons du quaternaire.

Lors de la visite, seul le déblai de Moulin Blanc ne présentait pas de système de drainage. Les prélèvements du sol support en piste du site de Moulin Blanc ont été réalisés à l'aide d'une tarière. Ce sol semble être un limon sableux, en couleur jaune sur la Figure II-25. Afin de définir ce sol, une quantité de 10 kg a été prélevée pour identification.



Figure II-25 : Sol support du site de Moulin Blanc

### II.6.3 Analyse du sol support du site de Moulin Blanc

La Figure II-26 présente les courbes granulométriques du sol support du site de Moulin Blanc en comparant avec les courbes granulométriques du sol support du site de Sénissiat. Ces courbes montrent que les sols support du site de Moulin Blanc et de Sénissiat contiennent respectivement 26% et 50% d'argile, 10% et 32% de limon, 64% et 18% de sable. La majorité des grains ont une taille inférieure à 0,2 mm.

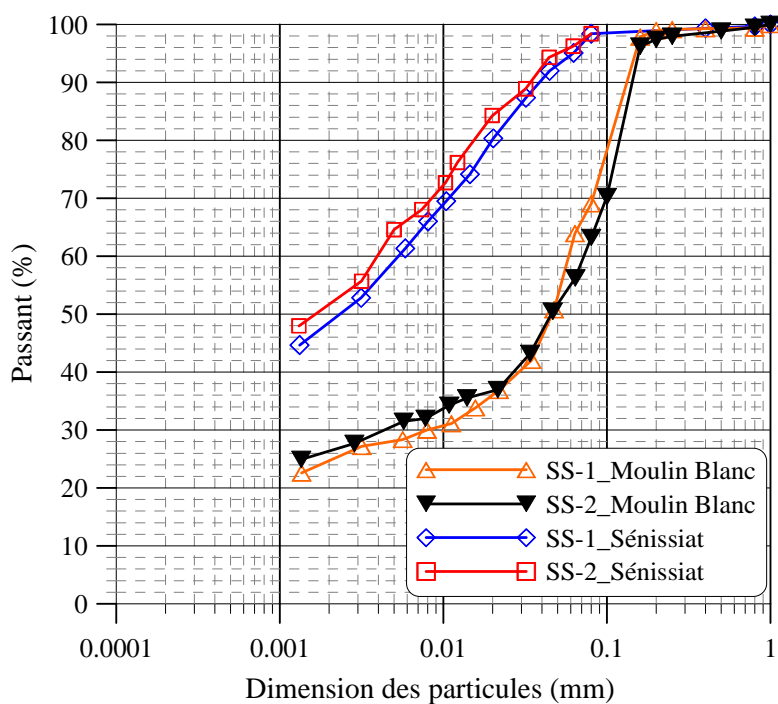


Figure II-26 : Courbes granulométriques du sol support du site de Moulin Blanc et celui de Sénissiat

Les limites d'Atterberg et les valeurs VBS des sols support de deux sites sont présentées dans le Tableau II-6.

**Tableau II-6 : Paramètres de nature du sol support du site de Moulin Blanc et celui de Sénissiat**

Sol support	$w_L$	$w_P$	$I_P$	VBS
Moulin Blanc	59,0	40,1	18,9	3,9
Sénissiat	57,8	33,7	24,1	6,2

A partir des courbes granulométriques et des paramètres de nature des sols support de deux sites, on trouve que le sol support du site de Moulin Blanc contient moins d'argile et de limon que celui de Sénissiat. Pourtant, le sol support du site de Moulin Blanc est également classé type A2 comme celui de Sénissiat d'après le GTR (SETRA, 1992b). Le site de Moulin Blanc répond bien aux critères définis, et a donc été choisi pour installer l'instrumentation.

### II.6.4 Description du site de Moulin Blanc

#### ❖ Caractéristiques générales du site

Le déblai de Moulin Blanc, sur la ligne 262 000 de Douai à Valenciennes (région de Lille), présente une longueur de 800 m du PK 230+100 à PK 230+900. Un passage à niveau automatique est présent au PK 230+532 (Figure II-27). La hauteur du talus varie irrégulièrement de 0 à 2,0 m. Ce déblai traverse une zone de plaine avec des champs de culture de part et d'autre.



Figure II-27 : Zone d'instrumentation – Déblai de Moulin Blanc

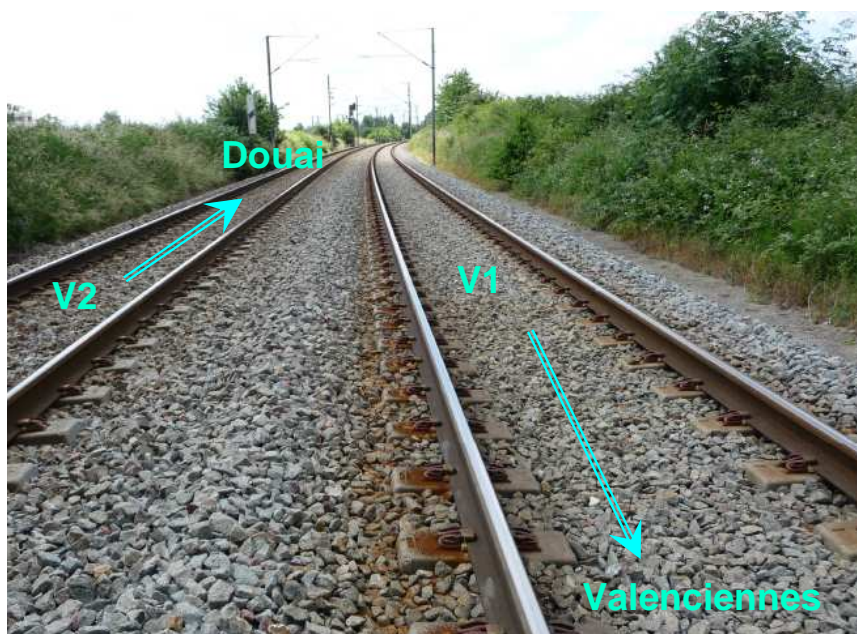
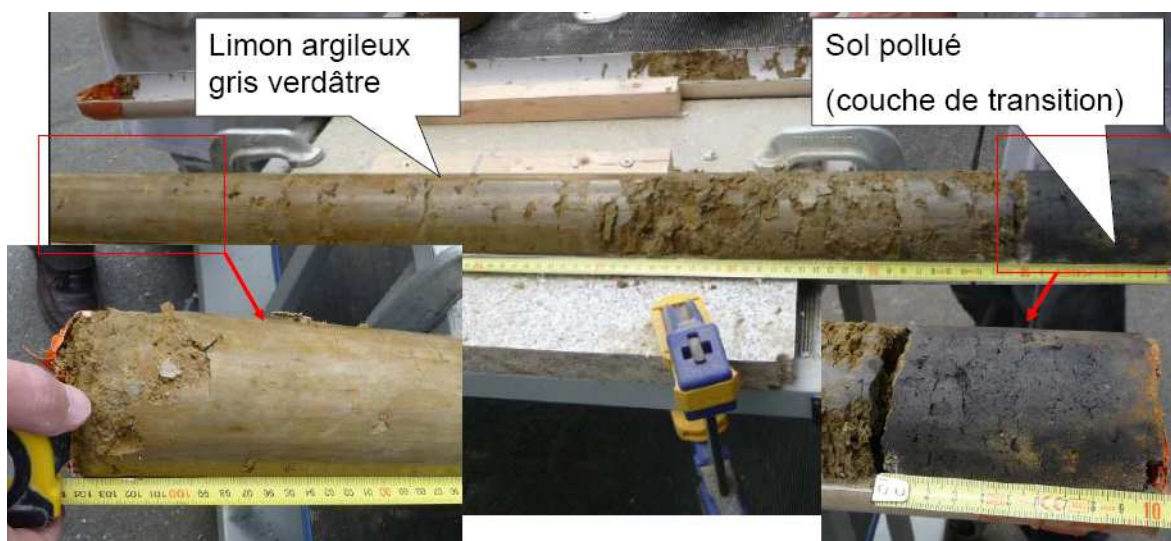


Figure II-28 : Déblai de Moulin Blanc

Cette ligne est à double voie électrifiée. Le renouvellement voie ballast (RVB) sur ce site a été réalisé en septembre 2008. Une couche de ballast sain de 0,50 m a remplacé la couche de ballast ancien pollué. La Figure II-28 présente une photo du déblai de Moulin Blanc. Le trafic principal sur cette ligne correspond aux trains de marchandises (agressif pour la plate-forme car fortement chargé), et à des circulations de voyageurs de types TGV ou corail. La classification en fonction des charges de trafic supportées par l'infrastructure ainsi que du type de trafic correspond au groupe UIC 4 (ligne assez chargée). La vitesse maximale des trains est de 110 km/h.

### ❖ Profil géologique

D'après la carte géologique (IGN) 1/50 000<sup>ème</sup> de Douai (N°27) le déblai de Moulin Blanc est taillé dans des limons du quaternaire qui surmontent la craie blanche du Sénonien. Le profil géologique a été confirmé par les sondages carottés réalisés en 2009 par Géosond (Géosond, 2009) jusqu'à une profondeur de 10 m par rapport à la surface du ballast. Ces derniers ont été effectués sur deux sections distantes de 30m de la zone d'instrumentation. L'analyse des carottages  $\Phi 89$  prélevés montre que la plate-forme ferroviaire est posée sur une couche de limon argileux (ou sableux) marron gris verdâtre surmontant une couche de craie blanche du Sénonien. La Figure II-29 présente le sondage 1 (SC1) de 0,50 m à 2,50 m de la surface de ballast. De 0,50 m à 0,60 m une couche de transition entre la couche intermédiaire et le sol support a été observée. En dessous, c'est une couche de limon argileux gris verdâtre à passant sableux. Lors de la réalisation du sondage 2 (SC2), une couche de transition de 10 cm noirâtre a été également trouvée (Figure II-30), au-dessus d'une couche sablo-limoneuse de 20 cm reposant sur une couche de limon argileux verdâtre.



**Figure II-29 : Sondage 1 (SC1) à PK 230+385 de 0,5 m à 2,5 m de la surface du ballast**





Figure II-30 : Sondage 2 (SC2) à PK 230+415 de 0,5 m à 2,5 m de la surface du ballast

❖ Profil de la couche intermédiaire

Pour les travaux de renouvellement voie ballast de 2008, des sondages en plate-forme ont été réalisés en 2005 par un train carotteur de la société ETF. L'analyse, uniquement visuelle, consiste à photographier cette carotte et établir une description des couches rencontrées. Cette analyse apporte donc des informations sur l'épaisseur des couches, l'état de pollution du ballast, la nature géologique, la consistance et éventuellement la pollution des couches intermédiaires, sous-couche et substratum. L'analyse des carottes du km 230+000 au km 231+000 indique que la plate forme de cette zone est constituée, de haut en bas, par une couche de ballast sain de 20 à 30 cm, une couche de ballast pollué de 5 à 15 cm, une couche intermédiaire de 36 à 57 cm et le sol support de nature argilo-sableuse fin à grossier. Lors des travaux de RVB, les couches de ballast sain et pollué ont été enlevées pour être remplacées par une couche de ballast neuf de 0,50 m d'épaisseur. Généralement la couche intermédiaire n'est pas modifiée par les travaux. Les différents sondages en notre possession nous ont donc permis d'établir la géométrie de la structure de la voie (Figure II-31). La couche de ballast polluée est celle laissé en place lors de l'opération de RVB, permettant ainsi de ne pas modifier les propriétés mécaniques de la plate-forme.

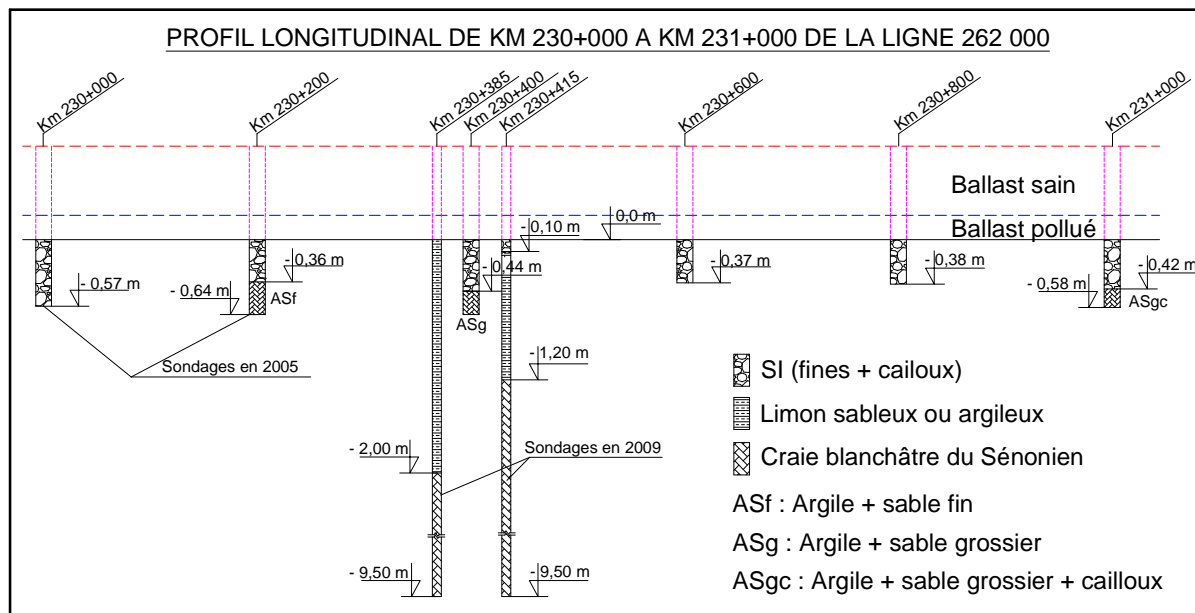


Figure II-31 : Profil géologique longitudinal de Km 230+000 à Km 231+000 de la ligne 262000

La description des sondages de 2009 réalisés par Géosond ne montre pas clairement une couche intermédiaire comme celle des sondages de 2005. Pourtant, lors de l'instrumentation des capteurs dans la zone du km 230+385 au km 230+415, une couche intermédiaire d'environ de 0,40 m a été identifiée.

## II.7 Conclusion

Après le recensement des déblais sans drainage sur le réseau ferroviaire en France et les visites de reconnaissance, les matériaux étudiés ont été prélevés sur le déblai de Sénissiat (Nord-Ouest de Lyon, France) situé sur la ligne classique N° 884000 allant de Bourg-en-Bresse à Bellegarde. Une identification complète des sols rencontrés a été réalisée à partir des limites d'Atterberg, de la valeur au bleu de méthylène, de la granulométrie et de la composition minéralogique. Les résultats montrent que le sol support est un limon très plastique avec 98% de particules inférieures à 80  $\mu\text{m}$  dont 50% de particules inférieures à 2  $\mu\text{m}$ . Le sol intermédiaire contient 3 à 10 % de cailloux cassés et galets roulés (50 – 63 mm), 42 à 48 % de ballasts et galets (25 – 50 mm), 36 à 42% de micro ballast, sable, ballast dégradé (0,08 – 25 mm), et 16% de fines (< 80  $\mu\text{m}$ ). Les analyses minéralogiques montrent que la majorité (82%) des graviers de taille de 25 à 50 mm sont d'origine calcaire. De plus, les particules inférieures à 2  $\mu\text{m}$  du sol intermédiaire ont une composition minéralogique légèrement différente de celle du sol support. Les particules de taille de 20 à 100  $\mu\text{m}$  du sol support contiennent majoritairement du quartz tandis que celles du sol intermédiaire

contiennent principalement du quartz et de la calcite. Ces résultats montrent que le sol intermédiaire est un mélange de ballast, de matériaux rapportés lors de la construction de la ligne, de son entretien (cailloux cassées, graviers, sables, ...), du vieillissement des composants de la voie et du sol support. Le sol support sur ce site est classé A2 d'après le GTR.

Les propriétés de compactage ont été étudiées pour le sol intermédiaire au Proctor Modifié. On a commencé par le sol écrêté à 20 mm et des corrections ont été appliquées pour estimer la densité sèche maximale du sol intermédiaire avec la fraction complète. La valeur obtenue au laboratoire ( $2,28 \text{ Mg/m}^3$ ) est inférieure à celle mesurée en place ( $2,39 \text{ Mg/m}^3$ ). Cette différence est expliquée par la partie importante (50%) des cailloux de taille supérieure à 20 mm présents dans le sol intermédiaire étudié, qui engendre certaines erreurs sur les corrections. De plus, les sollicitations cycliques liées à la circulation de trains pendant des années ont certainement contribué à la densification du sol intermédiaire.

En se basant sur les caractéristiques du site de Sénissiat, le déblai de Moulin Blanc situé sur la ligne 262 000 reliant Douai à Blanc – Valenciennes (Région SNCF de Lille), a été choisi pour réaliser les mesures *in situ*. Ces mesures permettront de corréliser les valeurs obtenues en laboratoire (chapitre IV, V) et développées dans le chapitre VI.



## **CHAPITRE III : TECHNIQUES EXPERIMENTALES**

### **III.1 Introduction**

Dans ce chapitre, on va présenter les dispositifs expérimentaux utilisés et les procédures expérimentales correspondantes pour étudier le comportement hydromécanique du sol de la couche intermédiaire. Le chapitre est divisé en deux parties correspondant à l'étude du comportement hydraulique et celle du comportement mécanique du sol.

La première partie présente, tout d'abord, une grande colonne d'infiltration ( $\Phi = 300$  mm,  $H = 600$  mm) pour étudier les propriétés hydrauliques du sol à l'état non saturé. Ensuite, on présente les programmes d'essais pour l'étalonnage de la sonde TDR, la détermination de la conductivité hydraulique du sol à l'état non saturé et à l'état saturé. Enfin, on présente une petite colonne d'infiltration ( $\Phi = 50$  mm,  $H = 200$  mm) et les programmes d'essais correspondants pour caractériser le comportement hydraulique du sol intermédiaire écrêté à 2 mm.

Dans la seconde partie, on présente le dispositif triaxial de grande taille ( $\Phi = 300$  mm,  $H = 600$  mm) et la procédure d'essai appliquée pour caractériser le comportement mécanique du sol de la couche intermédiaire.

### **III.2 Comportement hydraulique**

#### **III.2.1 Comportement hydraulique du sol de la couche intermédiaire**

##### ***III.2.1.1 Dispositif expérimental***

Dans le présent travail, la conductivité hydraulique du sol non saturé est déterminée par la méthode du profil instantané (Voir I.2.3.3.1). Cette méthode consiste à suivre les variations de la succion lors d'une infiltration dans une colonne (Delage & Cui 2000). Les variations de la teneur en eau peuvent être directement mesurées ou déduites de la courbe de rétention d'eau. Pour ce faire, une colonne d'infiltration est souvent utilisée en laboratoire, qui permet de mesurer la succion et la teneur en eau aux différents niveaux de la colonne.

La Figure III-1 présente l'ensemble du dispositif expérimental développé pour étudier le comportement hydraulique du sol de la couche intermédiaire.

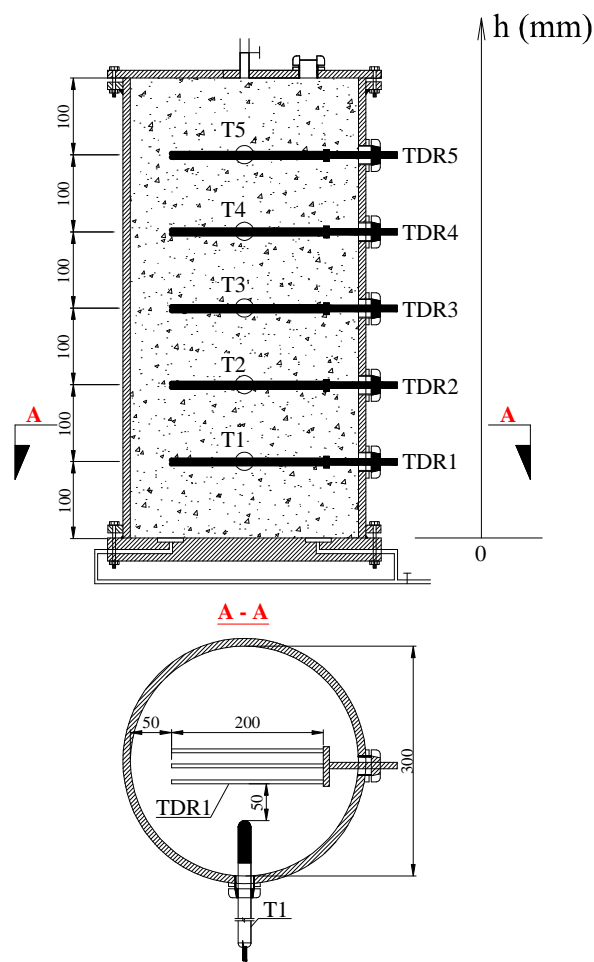


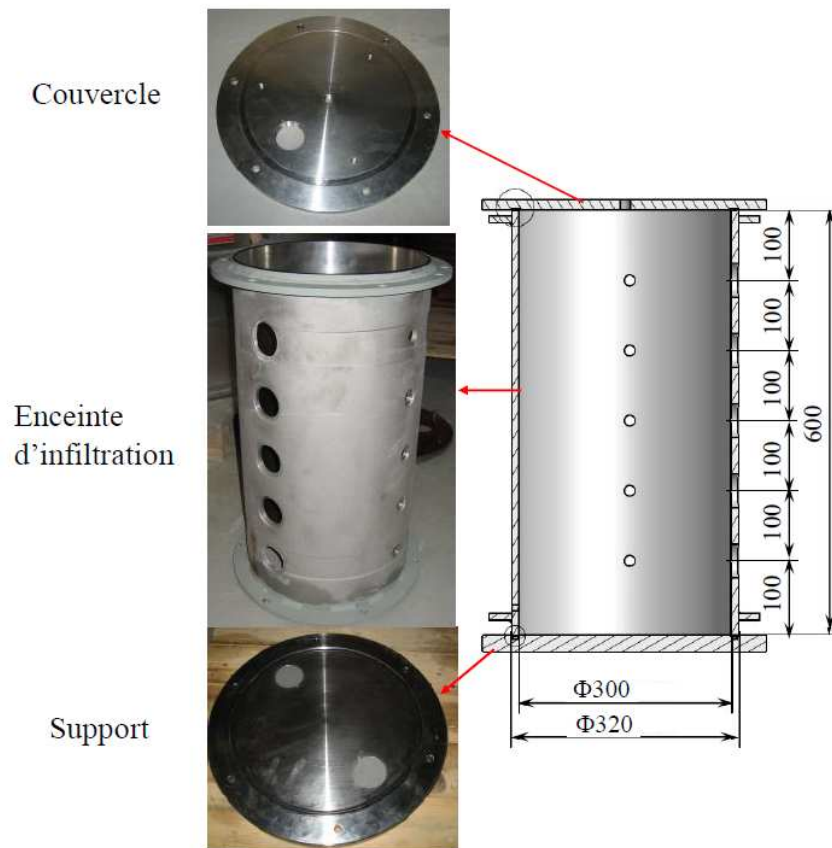
Figure III-1 : Schéma de la colonne d'infiltration  $\Phi = 300$  mm,  $H = 600$  mm

La colonne d'infiltration a un diamètre de  $\Phi = 300$  mm et une hauteur de  $H = 600$  mm. Le dispositif est équipé de cinq capteurs de teneur en eau (TDR1,..., TDR5) et de cinq capteurs de succion (T1,..., T5) disposés à distance égale le long de la colonne ( $h = 100, 200, 300, 400$  et  $500$  mm). La Figure III-2 présente les photos des principaux éléments de cette colonne d'infiltration : le couvercle, l'enceinte et le support.

Le couvercle est une plaque métallique de  $400$  mm de diamètre et de  $15$  mm d'épaisseur (Figure III-2). Six trous extérieurs servent à solidariser le couvercle avec l'enceinte d'infiltration à l'aide de boulons. Un trou de  $50$  mm de diamètre est prévu pour installer un capteur de succion. Un second trou au centre permet la purge de l'eau et de l'air contenus dans la colonne. Les trois autres sont utilisés pour la manutention.

L'enceinte d'infiltration a un diamètre intérieur de  $300$  mm, une épaisseur de  $10$  mm et une hauteur de  $600$  mm. Cinq trous de  $50$  mm de diamètres sont disposés à distance égale ( $h = 100, 200, 300, 400, 500$  mm) pour installer les capteurs de succion. Cinq trous de  $12$  mm de diamètre placés aux mêmes niveaux sont utilisés pour installer les capteurs de teneur en eau

volumique (Figure III-2). Afin de solidariser l'enceinte avec le couvercle et le support, deux couronnes de serrage sont utilisées aux deux extrémités de l'enceinte.



**Figure III-2 : Ensemble de la colonne d'infiltration  $\Phi 300$**

Le support de la colonne a un diamètre de 400 mm et une épaisseur de 25 mm. Afin d'injecter l'eau du bas vers le haut de la colonne, deux conduites ont été réalisées dans le support. Deux pierres poreuses sont mises en place pour éviter d'obstruer les conduites.

Des joints plastiques aux deux extrémités de l'enceinte permettent d'assurer l'étanchéité de la colonne lors de l'injection d'eau. La vérification de l'étanchéité de la colonne est réalisée avant le compactage du sol. La Figure III-3 montre la colonne après l'installation des bouchons étanches.



**Figure III-3 : Vérification de l'étanchéité de la colonne**

Afin de mesurer les variations de la teneur en eau volumique de l'échantillon dans la colonne d'infiltration, cinq capteurs TDR (Time Domain Reflectometry) sont disposés aux cinq niveaux  $h = 100, 200, 300, 400$  et  $500$  mm (Figure III-1). Les sondes TDR utilisées sont les Guides d'Onde Enterrable (GOE), 3 tiges de  $3,2$  mm de diamètre, du modèle 6005L2, fabriquées par Soilmoisture Equipment Corp. La tige émettrice est placée au centre des deux tiges réceptrices. La longueur des tiges est de  $200$  mm et l'espacement entre les deux tiges réceptrices est de  $50$  mm (Figure III-4a). La constante diélectrique et la teneur en eau volumique sont mesurées directement par la Trase BE à l'aide de la courbe d'étalonnage du fabricant. D'après Soilmoisture Equipment corp (2000), la zone d'influence de ce type de capteur est d'au moins  $20-30$  mm de chaque côté. C'est-à-dire que le volume de l'échantillon nécessaire pour la mesure est approximativement un cylindre de  $40$  mm de rayon. Afin de lire plusieurs capteurs TDR en même temps, les cartes de multiplexage 16 voies 6021C16 ont été utilisées. La Trase BE et les cartes de multiplexage sont présentées sur la Figure III-4b.

La succion du sol dans la colonne est mesurée par les tensiomètres T8 (T8-UMS, 2008). La gamme de mesure est de  $+100$  kPa (pression) à  $-85$  kPa (tension). La précision est de  $\pm 0,5$  kPa. Un capteur de température Pt1000 est intégré aux tensiomètres T8 pour mesurer la température du sol. Deux tubes capillaires permettent le remplissage externe du tensiomètre T8 sans avoir besoin de l'extraire du sol. Les données sont acquises et stockées directement

par la centrale d'acquisition DL2e (DL2e, 2000). La Figure III-5 présente la constitution du tensiomètre T8. La centrale d'acquisition est présentée sur la Figure III-6.

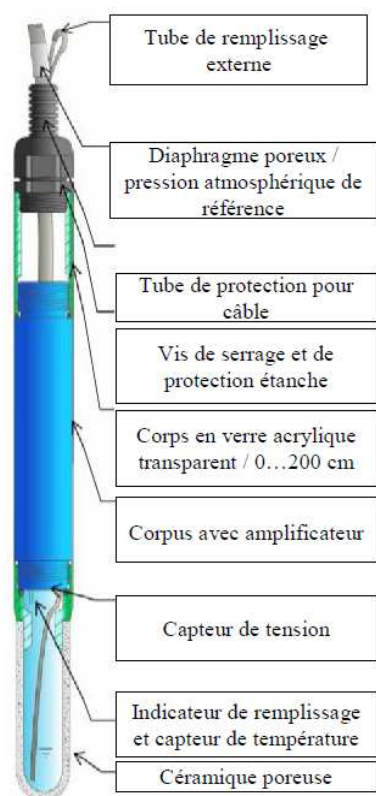


a



b

**Figure III-4 : a) Sonde TDR modèle 6005L2 de Soilmoisture b)Trase BE et les cartes de multiplexage**



**Figure III-5 : Constitution du tensiomètre T8 (T8-UMS, 2008)**



**Figure III-6 :Centrale d'acquisition DL2e (DL2e, 2000)**



#### III.2.1.2 Mise en place du sol et des capteurs

Le sol de la couche intermédiaire prélevé sur le site de Sénissiat a été préalablement séché dans l'étuve à 50°C pendant 24 heures afin de réaliser le séchage sans détruire les matières organiques présentes dans le sol. Comme la teneur en eau optimale ( $w_{OPM}$ ) du sol intermédiaire est environ de 4,4% (selon les essais Proctor Modifié) et de 5% (selon les données de l'essai *in situ*), une teneur en eau de 5% a été choisie pour cet échantillon. Le mélange sol/eau a été réalisé à l'aide d'un grand malaxeur. Après le malaxage, le matériau humide est stocké dans les bidons hermétiques pendant au moins 24 heures. Le malaxeur et les bidons de stockage des matériaux sont montrés sur la Figure III-7.



Figure III-7 : Malaxeur et bidons de stockage des matériaux

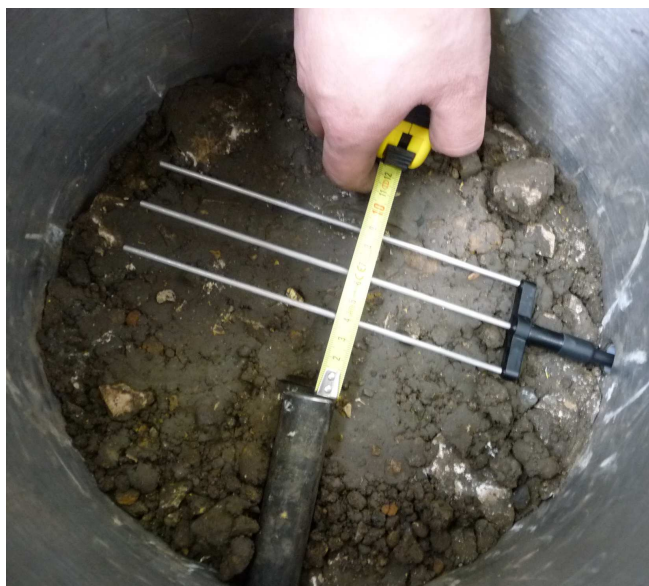
Le sol est compacté en 6 couches de 10 cm dans la grande colonne d'infiltration à l'aide d'un marteau vibrant Kango 638. Avec cette méthode de compactage, la masse volumique sèche maximale obtenue est de  $\rho_d = 2,01 \text{ Mg/m}^3$  qui correspond à 88% de la densité OPM et 84% de la densité *in situ*. La densité de chaque couche est contrôlée par la quantité de sol et la hauteur de chaque couche. Après la mise en place de chaque couche, une sonde TDR et une tige métallique  $\Phi = 25 \text{ mm}$  servant à l'installation des tensiomètres sont installées. La Figure III-8 et la Figure III-9 présentent le compactage de l'échantillon et la mise en place des capteurs TDR.

Les capteurs TDR sont installés au cours du compactage de l'échantillon. Une attention particulière a été accordée à la mise en place de ces sondes. Autour de la sonde, les particules de taille inférieure à 5 mm ont été ajoutées pour améliorer la qualité du contact tiges - sol et éviter l'endommagement de celle-ci durant le compactage.

Contrairement aux sondes TDR, les capteurs tensiométriques ne sont pas installés dans l'échantillon pendant le compactage en raison de la fragilité de ces capteurs. On place donc, lors du compactage, des tiges métalliques qui sont mises à la surface de chaque couche perpendiculairement aux sondes TDR, tout en respectant la zone d'influence des sondes TDR : les espacements entre les têtes des tiges métalliques et les sondes TDR sont supérieurs ou égal à 40 mm (Figure III-9).



**Figure III-8 : Compactage de l'échantillon**



**Figure III-9 : Installation de la sonde TDR et de tige métallique**

Après le compactage, les tiges métalliques sont enlevées pour installer les tensiomètres. Afin d'avoir un bon contact entre les tensiomètres et le sol, une pâte constituée de fines inférieures à 2 mm du sol intermédiaire est injectée dans les trous avant d'introduire les tensiomètres (Figure III-10).

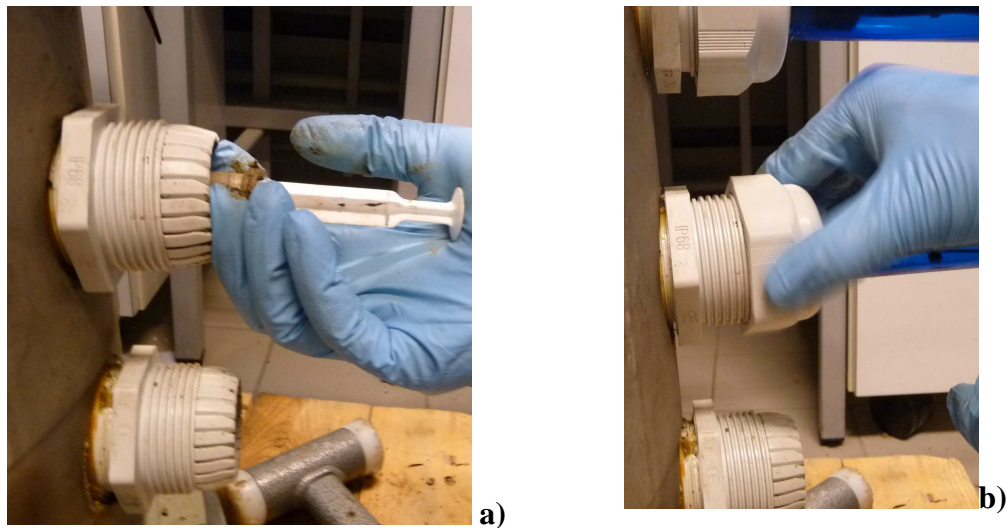


Figure III-10 : Installation des tensiomètres a) injection de la pâte du sol fin ; b) introduction du tensiomètre et fermeture du bouchon

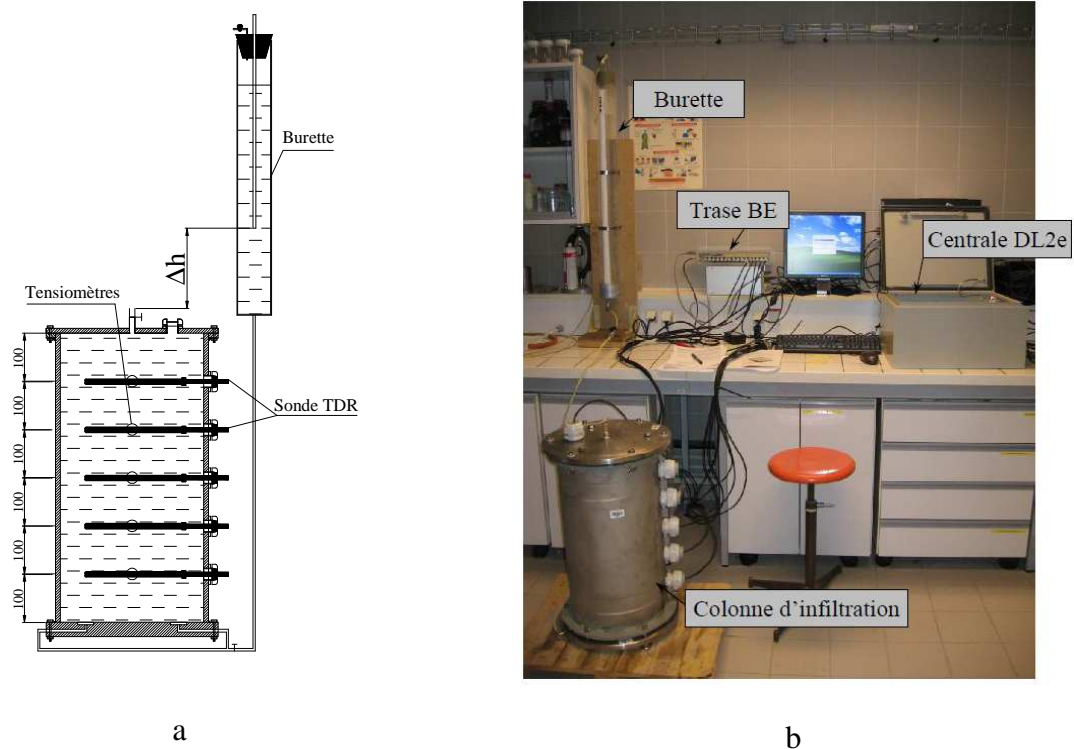


Figure III-11 : a) Schéma et b) Vue d'ensemble du dispositif

Afin d'injecter de l'eau du bas vers le haut de la colonne, les robinets de la colonne sont connectés à un dispositif de Mariotte. Celui-ci consiste à mettre un bouchon étanche sur la burette et un tube capillaire permettant la circulation de l'air à l'intérieur de la burette. Le tube est inséré dans la burette et plongé dans l'eau jusqu'au niveau voulu. Ce dispositif permet



d'appliquer une charge constante égale à l'élévation correspondant à l'extrémité submergée du tube capillaire sans avoir à se préoccuper du niveau d'eau dans la burette (Figure III-11a). Une vue d'ensemble du dispositif pour étudier le comportement hydraulique du sol de la couche intermédiaire est présenté sur la Figure III-11b.

#### **III.2.1.3 Programme d'essais**

##### **III.2.1.3.1 Etalonnage de la sonde TDR**

Les matériels utilisés (sonde TDR et Trase BE) permettent de mesurer, en même temps, la constante diélectrique et la teneur en eau volumique. Cette dernière est déterminée à partir de la courbe d'étalonnage du fabricant intégrée dans la Trase BE. Or, plusieurs auteurs ont montré que la courbe d'étalonnage dépend de la texture, de la densité, de la composition minéralogique, de la teneur en fines et de la granulométrie des matériaux (Jacobsen & Schjønning, 1993; Stolte *et al.*, 1994; Côté & Roy, 1998; Hanson & Peters, 2000; Gong *et al.*, 2003; Schneider & Fratta, 2009; Ekblad & Isacsson, 2007) et il est donc nécessaire, comme évoqué dans le chapitre I, de déterminer au préalable la courbe d'étalonnage spécifique au sol étudié.

Dans le chapitre II, on a montré que le sol de la couche intermédiaire est grossier ( $d_{\max} = 63 \text{ mm}$ ), hétérogène (mélange de ballast, pierres cassées, graviers, sables, sol support, ...). De plus, après plusieurs années d'exploitation, ce sol a été pollué des matières métalliques provenant de la dégradation au contact roue – rail et du système d'attache rail-traverse. Tout ceci peut avoir un impact important sur la courbe d'étalonnage. Afin d'évaluer cet impact, on va commencer par comparer la teneur en eau mesurée à celle calculée avec la courbe d'étalonnage du fabricant, puis on va étalonner la sonde TDR avec l'échantillon dans la colonne d'infiltration. Cela permettra de calculer plus précisément la conductivité hydraulique du sol dans la colonne à l'état non saturé.

Les essais sur la sonde TDR comprennent trois volets :

- vérification de l'effet de la pollution ;
- vérification de l'effet de la densité ;
- étalonnage de la sonde TDR avec l'échantillon dans la colonne d'infiltration.

#### a) Vérification de l'effet de la pollution

Pour vérifier l'effet de la pollution du sol de la couche intermédiaire, des mesures à la sonde TDR ont été réalisées avec le limon de Jossigny, considéré comme un matériau propre, et avec le sol intermédiaire écrêté à 2 mm.

Concernant le limon Jossigny, six essais ont été réalisés avec une même teneur en eau massique mais avec des densités sèches ( $\rho_d$ ) variables de  $1,21 \text{ Mg/m}^3$  à  $1,42 \text{ Mg/m}^3$ . Une quantité d'environ 10 kg de limon a été humidifiée et stockée dans un bidon étanche pendant 48 h. La teneur en eau du sol humide est de  $w = 4,2\%$ . Les échantillons ont été mis dans un récipient PVC gradué. La sonde TDR a été insérée au centre de l'échantillon (Figure III-12).

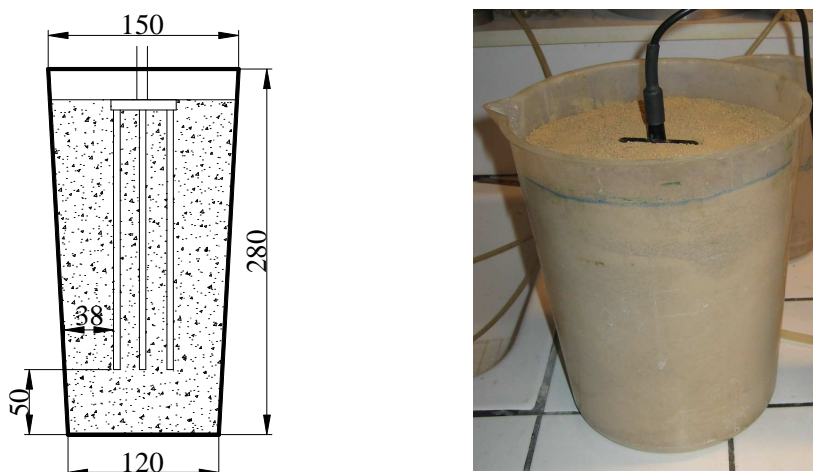


Figure III-12 : Etalonnage de la sonde TDR avec le sol intermédiaire écrêté à 2 mm et avec le limon Jossigny

Les volumes des échantillons ( $V$ ) sont déterminés à l'aide de la graduation du récipient. La masse de l'échantillon ( $m$ ) est pesée après des mesures.

La même procédure est réalisée avec 3 échantillons du sol intermédiaire écrêté à 2 mm qui ont une teneur en eau de 12,5% et des densités sèches comprises entre  $1,04 \text{ Mg/m}^3$  et  $1,21 \text{ Mg/m}^3$ . Les résultats des essais relatifs à l'influence de la pollution sont montrés sur la Figure III-13 et sont comparés à la courbe d'étalonnage du fabricant.

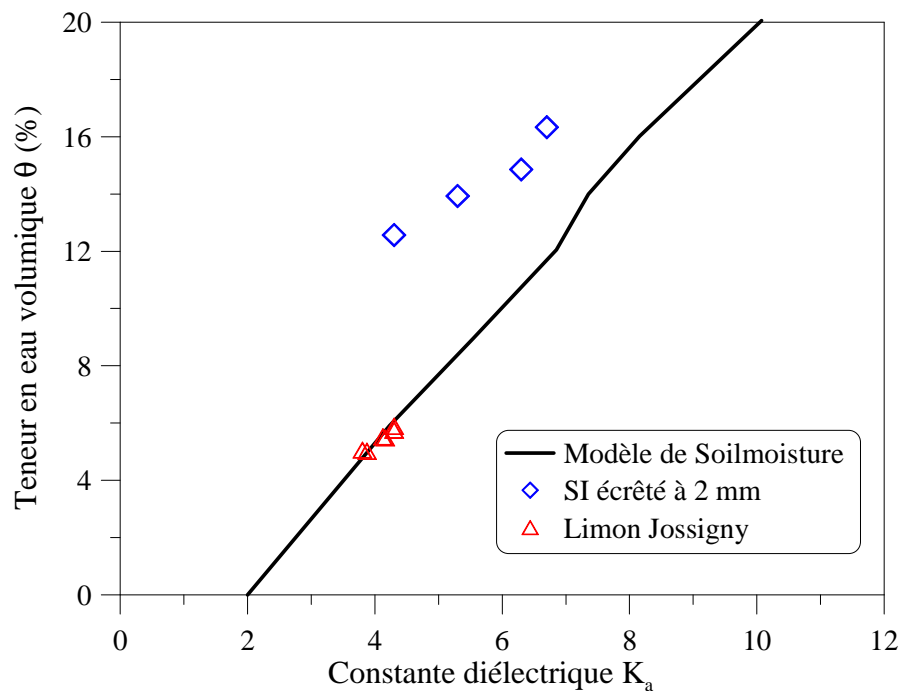


Figure III-13 : Résultats des essais avec le SI écrêté à 2 mm et avec le limon de Jossigny

On note que les valeurs calculées pour le limon de Jossigny sont identiques à celles mesurées fournies par le fabricant. En revanche, les teneurs en eau volumiques calculées pour le sol intermédiaire écrêté à 2 mm sont plus élevées que celles mesurées. Bien que les granulométries des deux sols soient différentes, Jacobsen & Schjønning (1993) ont indiqué que les modèles de Topp *et al.* (1980), de Nadler *et al.* (1991) et de Soilmoisture sont similaires et acceptables pour les sols inférieurs à 5 mm. Les différences observées entre les deux sols peuvent donc être liée à la présence de polluants dans le sol intermédiaire.

#### b) Vérification de l'effet de la densité

Le sol dans la colonne d'infiltration est compacté à une teneur en eau initiale de 5,0% jusqu'à une densité sèche de  $\rho_d = 2,0 \text{ Mg/m}^3$ . Avec une masse volumique des particules solides du sol intermédiaire de  $\rho_s = 2,67 \text{ Mg/m}^3$ , les teneurs en eau volumiques moyennes calculées, à l'état initial et à l'état saturé, sont respectivement de 10% et 25%. Les teneurs en eau volumiques mesurées par les cinq capteurs TDR dans la colonne d'infiltration sont présentées sur la Figure III-14.

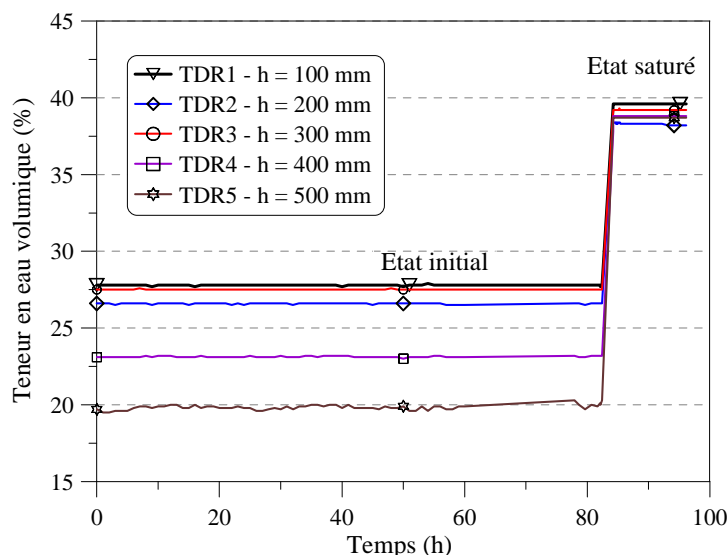


Figure III-14 : Teneurs en eau mesurées par les sondes TDR sur la colonne d'infiltration

A l'état initial, les teneurs en eau mesurées aux niveaux  $h = 100, 200, 300, 400$  et  $500$  mm sont respectivement de 27,9 ; 26,5 ; 27,6 ; 23,1 et 19,7%. Ces différences peuvent être liées à l'hétérogénéité de la teneur en eau et de la densité du sol autour des cinq capteurs. A l'état saturé, ces valeurs sont de 39,6 ; 38,2 ; 39,2 ; 38,8 et 38,7 correspondants aux niveaux  $h = 100, 200, 300, 400$  et  $500$  mm. On remarque que les valeurs mesurées sont beaucoup plus grandes que celles calculées (plus de 100% à l'état initial et 55% à l'état saturé). A côté de l'effet de la densité, on pense que la faible densité de l'échantillon due à la présence de macro-pores autour des tiges soit à l'origine de ce problème. Des essais complémentaires sont nécessaires pour vérifier cet effet de densité.

Les essais ont été effectués dans un moule métallique de même diamètre que la grande colonne d'infiltration. La moitié de la quantité de sol a été d'abord versée dans le moule. La sonde TDR a ensuite été placée avant de verser l'autre moitié de sol dans le moule. La surface de l'échantillon a été bien aplatie et légèrement compactée. L'échantillon est placé sous la presse servo-hydraulique de 500 kN afin de le comprimer à une vitesse constante de 0,02 mm/s.

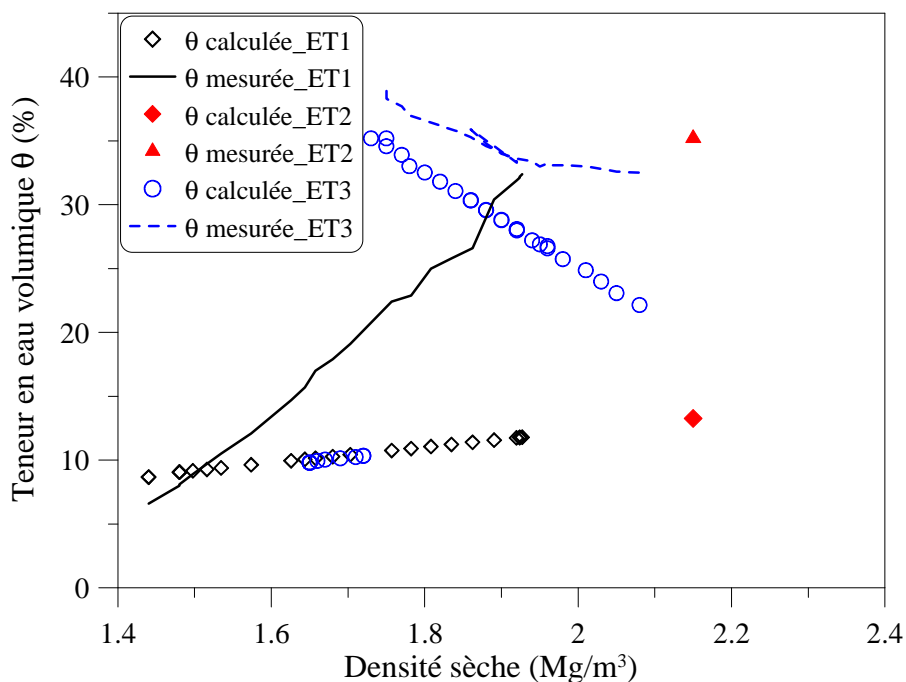
La constante diélectrique et la teneur en eau volumique mesurées sont directement enregistrées par la Trase BE au cours de la compression. La variation du volume de l'échantillon est calculée à partir du déplacement du piston du servo-vérin. L'ensemble du dispositif est présenté sur la Figure III-15.



**Figure III-15 : Vérification de l'effet de la densité sur les résultats de la sonde TDR – Dispositif expérimental mis au point**

Au total, trois essais ont été réalisés. L'essai ET1 a été réalisé sur le sol à la teneur en eau  $w = 6\%$ . Le sol est comprimé jusqu'à une densité sèche maximale  $\rho_d = 1,93 \text{ Mg/m}^3$ . A cette densité, la sonde TDR a été endommagée mécaniquement.

Afin de vérifier l'effet de la densité à l'état le plus dense, on a réalisé l'essai ET2 qui a été compacté en deux couches séparées. Tout d'abord, la première couche est comprimée jusqu'à une densité  $\rho_d = 2,13 \text{ Mg/m}^3$  correspondant à un effort de compression de 400 kN. Ensuite, la sonde TDR est mise à la surface de la première couche avant de mettre la deuxième couche. Enfin, l'échantillon est compacté jusqu'à la densité  $\rho_d = 2,13 \text{ Mg/m}^3$ . Avec cette méthode, on ne mesure qu'une valeur à la fin de l'essai où la densité de l'échantillon est homogène. Le protocole de réalisation de l'essai ET3 est identique à celui utilisé pour l'essai ET1. Par contre, lorsque la densité  $\rho_d = 1,73 \text{ Mg/m}^3$  a été atteinte, l'échantillon a été saturé à l'aide de la burette (Figure III-15). Puis il est immergé dans l'eau pendant un jour pour assurer la saturation complète avant de continuer la compression jusqu'à une densité  $\rho_d = 2,07 \text{ Mg/m}^3$ .



**Figure III-16 : Vérification de l'effet de la densité sur les résultats de la sonde TDR – Teneurs en eau volumiques mesurées et calculées en fonction de la densité**

La Figure III-16 présente les teneurs en eau mesurées et calculées en fonction de la densité lors des trois essais ET1, ET2 et ET3. Ces résultats montrent que :

- Avec une teneur en eau massique constante, la teneur en eau volumique augmente lorsque la densité augmente si le sol est non saturé. Par contre, celle-ci diminue lors de l'augmentation de la densité pour le cas saturé ;
- A partir de la densité  $\rho_d = 1,5 \text{ Mg/m}^3$ , les valeurs mesurées sont toujours plus grandes que celles calculées. La différence est d'autant plus importante que le sol est dense. Ces résultats sont à l'inverse de ceux obtenus pour le sol de la couche intermédiaire écrêtée à 2 mm (Figure III-16) ;
- A la densité  $\rho_d = 2,0 \text{ Mg/m}^3$  (densité de l'échantillon dans la colonne d'infiltration), la valeur mesurée est égale à 33% qui est inférieure à celles obtenues sur la colonne d'infiltration à l'état saturé (de 38,2% à 39,6%).

En conclusion, la courbe d'étalonnage de Soilmoisture ne peut pas être utilisée pour le sol de la couche intermédiaire.

#### c) Etalonnage de la sonde TDR pour l'échantillon dans la colonne d'infiltration :

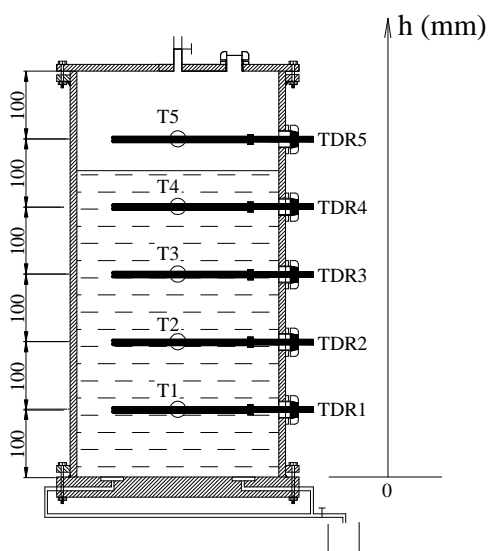
Les résultats des essais ci-dessus ont montré que les polluants, la densité et la texture des sols de la couche intermédiaire influencent fortement la réponse de la sonde TDR. Afin de calculer

correctement la perméabilité du sol de la couche intermédiaire, à l'état non saturé, sur la colonne d'infiltration  $\Phi = 300$  mm,  $H = 600$  mm, il est nécessaire d'étalonner la sonde TDR pour l'échantillon mis en place dans la colonne d'infiltration. Le principe est de déterminer une relation entre la constante diélectrique ( $K_a$ ), mesurée par la sonde TDR, et la teneur en eau volumique calculée.

L'essai est réalisé en deux phases : une première phase de saturation et la seconde phase de drainage par paliers.

- Phase de saturation : l'eau est injectée du bas en haut de l'échantillon pour la saturation de l'échantillon ;
- Phase de drainage : L'eau dans l'échantillon est drainée par paliers en ouvrant le robinet en bas. On peut ainsi contrôler la quantité d'eau qui sort à chaque palier de drainage ( $V_{w,sorti}$ ). Cette dernière est pesée précisément par une balance. Après avoir atteint une quantité voulue d'eau, le robinet est fermé pendant environ 2 heures jusqu'à la stabilisation des mesures. Le niveau d'eau ( $h_i$ ) dans l'échantillon est déterminé par la pression d'eau mesurée par les tensiomètres. Ce niveau d'eau sépare l'échantillon en deux parties non saturée et saturée (Figure III-17). Le volume de l'eau restant dans la partie non saturée est calculé par l'Eq.(III-1) :

$$V_w = V_{w,saturé} - V_{w,sorti} \quad \text{(III-1)}$$



**Figure III-17 : Etalonnage de la sonde TDR – Drainage de l'eau par paliers**



La réponse des tensiomètres pendant la phase de saturation est présentée sur la Figure III-18. Après avoir rempli la colonne d'eau, les robinets en bas sont fermés. L'échantillon est laissé au repos pendant environ 20 heures pour s'assurer de sa saturation.

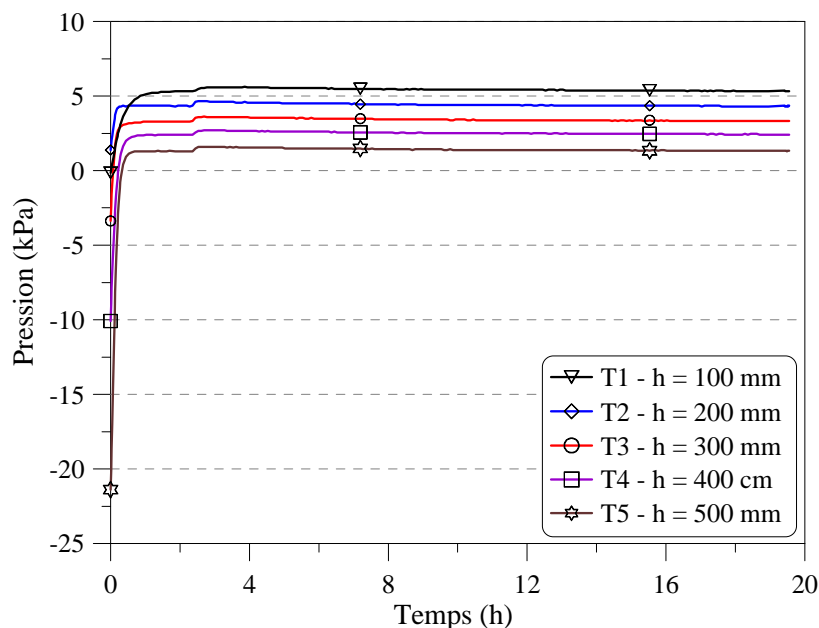


Figure III-18 : Etalonnage de la sonde TDR – Phase de saturation – Pression en fonction du temps

Le volume d'eau sortant à chaque palier est d'environ  $300 \text{ cm}^3$ . Les évolutions de la pression des pores et de la teneur en eau volumique sont respectivement présentées sur la Figure III-19 et la Figure III-20. Dans un premier temps, sept paliers ont été réalisés. Ensuite, les robinets ont été fermés pendant 60 h avant de réaliser les cinq derniers paliers.

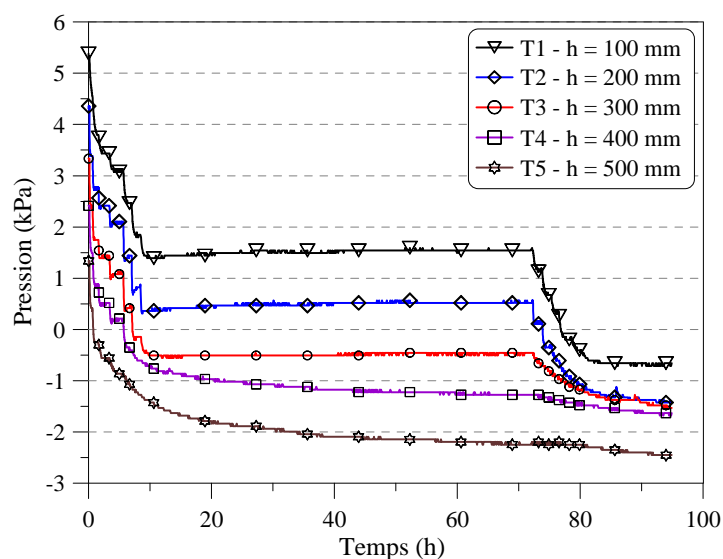
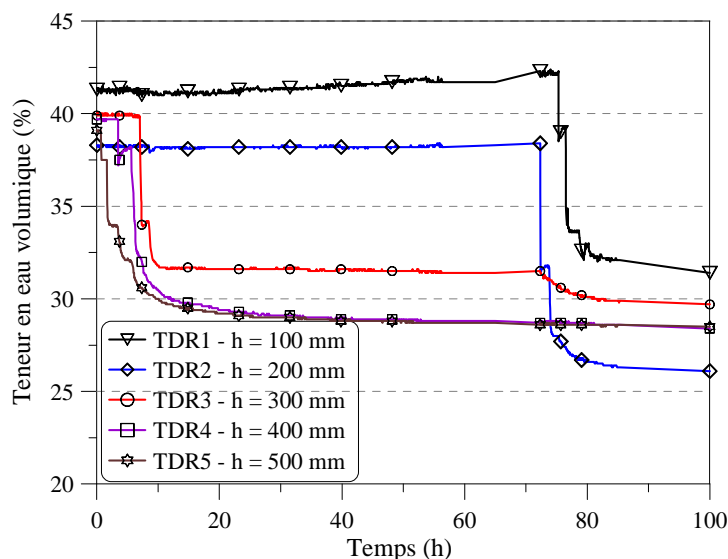


Figure III-19 : Etalonnage de la sonde TDR – Phase de drainage – Pression en fonction du temps



**Figure III-20 : Etalonnage de la sonde TDR – Phase de drainage – Teneur en eau volumique en fonction du temps**

Les Figure III-21 et Figure III-22 présentent les résultats correspondant aux premiers paliers ( $t = 0 - 10$  h). A partir de la pression de pore, on peut estimer le niveau d'eau dans la colonne d'infiltration. A  $t = 0$  h, les pressions des tensiomètres T1, ..., T5 sont respectivement de 5,4 ; 4,4 ; 3,3 ; 2,4 et 1,3 kPa. Le niveau d'eau se situe donc à  $h = 640$  mm. A la fin du premier palier ( $t = 0,5$  h), ces valeurs sont respectivement de 4,5 ; 3,4 ; 2,4 ; 1,5 et 0,4 kPa. Le niveau d'eau a baissé de 90 mm, ce qui correspond à  $h = 550$  mm. La teneur en eau volumique au-dessous de ce niveau reste donc constante après le premier palier de drainage.

A la fin de chaque palier, quand les robinets sont fermés, on peut observer que la pression d'eau des niveaux au dessous de la surface d'eau augmente légèrement tandis que celle au dessus de la surface d'eau continue à baisser. La variation de la teneur en eau, après avoir fermé les robinets lorsque le niveau d'eau est proche de la sonde TDR, permet de déterminer la zone d'influence de la sonde TDR. Par exemple, au palier 4 ( $t = 3,5 - 5,5$  h), les pressions aux niveaux  $h = 100, 200, 300, 400, 500$  mm sont respectivement de 3,2 ; 2,0 ; 1,0 ; 0,16 et - 0,7 kPa. Cela correspond à un niveau d'eau  $h = 416$  mm. La teneur en eau volumique à  $h = 400$  mm diminue rapidement de 39,7% à 37,2% au début du palier ( $t = 3,5$  h). Elle remonte à 38,2% à la fin du palier ( $t = 5,5$  h). Ces phénomènes montrent que l'écoulement à l'intérieur de l'échantillon continue même quand les robinets sont refermés et le niveau d'eau arrive dans la zone d'influence de la sonde TDR4. Ce phénomène est également observé au palier 7 ( $t = 8,5 - 10$  h) pour TDR2 correspondant au niveau  $h = 236$  cm. Pourtant, la variation de la teneur en eau au palier 7 n'est pas aussi claire qu'au palier 4. On peut ainsi conclure que le rayon maximal de la zone d'influence de la sonde TDR est environ de 36 mm.

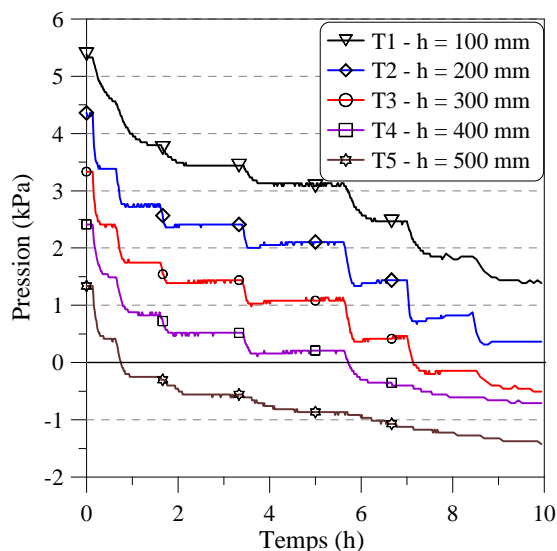


Figure III-21 : Etalonnage de la sonde TDR – Pression en fonction du temps de 0 à 10h

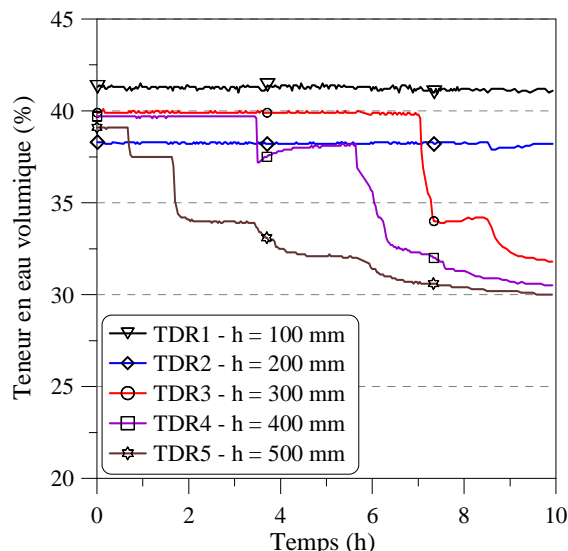


Figure III-22 : Etalonnage de la sonde TDR – Teneur en eau volumique en fonction du temps de 0 à 10h

A partir des pressions positives en fin de paliers, il est possible de tracer le niveau d'eau dans l'échantillon en fonction du volume d'eau sortant (Figure III-23). On observe que les niveaux d'eau mesurés par les 5 tensiomètres sont similaires. Ces valeurs sont utilisées pour déterminer la frontière entre la partie non saturée et la partie saturée de l'échantillon.

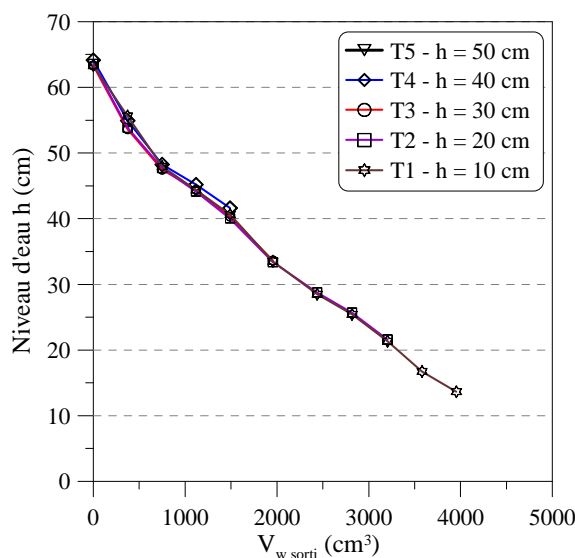


Figure III-23 : Etalonnage de la sonde TDR – Niveau d'eau en fonction du volume d'eau sortant

Le profil de teneur en eau est estimé en se basant sur l'évolution de  $K_a/K_{a(sat)}$  des sondes TDR, en fonction du niveau d'eau dans la colonne (Figure III-24).  $K_a$  et  $K_{a(sat)}$  sont les constantes diélectriques mesurées à l'état non saturé ( $K_a$ ) et saturé ( $K_{a(sat)}$ ).

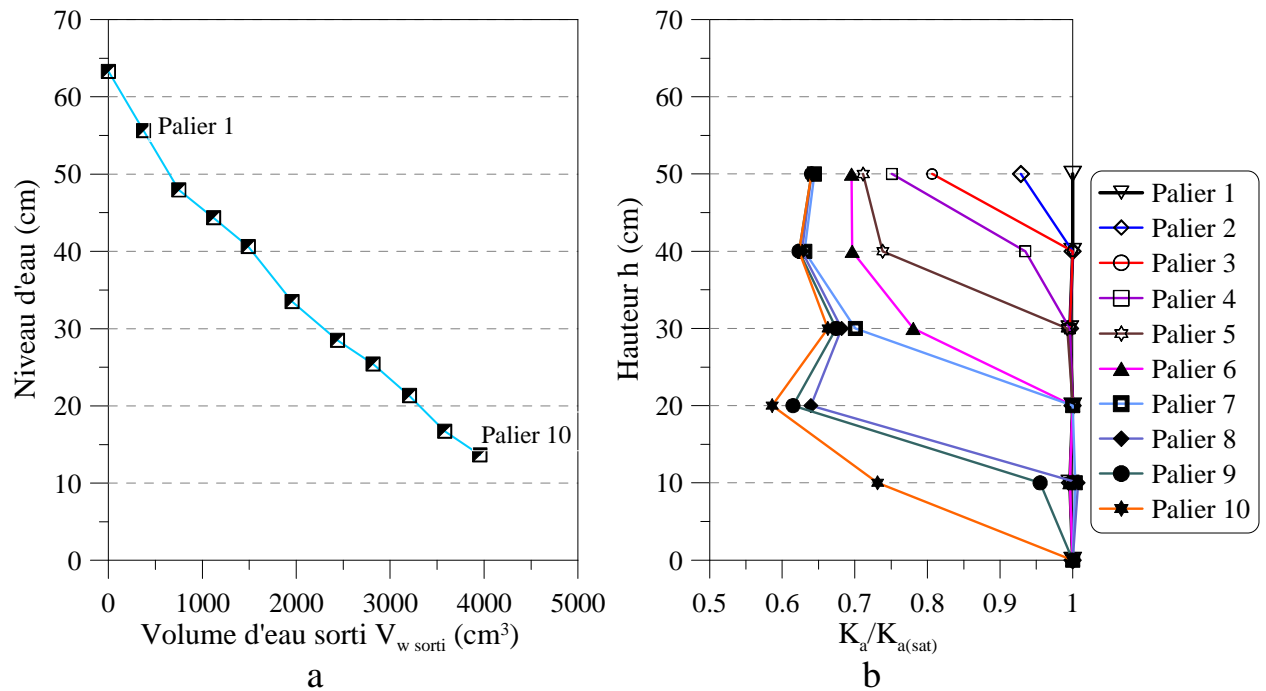


Figure III-24 : Etalonnage de la sonde TDR – a) Niveau d’eau en fonction du volume d’eau sorti –  
b) Profil de la constante diélectrique en fonction de la hauteur

La Figure III-24 montre que :

- $K_a$  ou la teneur en eau volumique de la sonde TDR5 ( $h = 500 \text{ mm}$ ) diminue en fonction de la baisse du niveau d’eau. Pourtant, à partir du palier 7, celle-ci est quasi constante.
- En comparant les réponses de sonde TDR5 ( $h = 500 \text{ mm}$ ) et de la sonde TDR4 ( $h = 400 \text{ mm}$ ), à la fin du palier 4, le profil de  $K_a/K_{a(sat)}$  est presque linéaire. Pourtant, à partir du palier 5 (niveau d’eau  $h = 332 \text{ mm}$ ), la proportion  $K_a/K_{a(sat)}$  est presque similaire.

En supposant que la relation entre  $K_a$  et la teneur en eau volumique calculée est linéaire, le profil de la teneur en eau dans la partie non saturée peut être déterminé à partir des profils de  $K_a/K_{a(sat)}$  (Figure III-25). Jusqu’à la fin du palier 2, on suppose que le profil de la teneur en eau est linéaire. A partir du 3<sup>ème</sup> palier, le profil est considéré comme une courbe bilinéaire avec la valeur de  $z_i$  déterminée par les profils de  $K_a$  (Figure III-25).

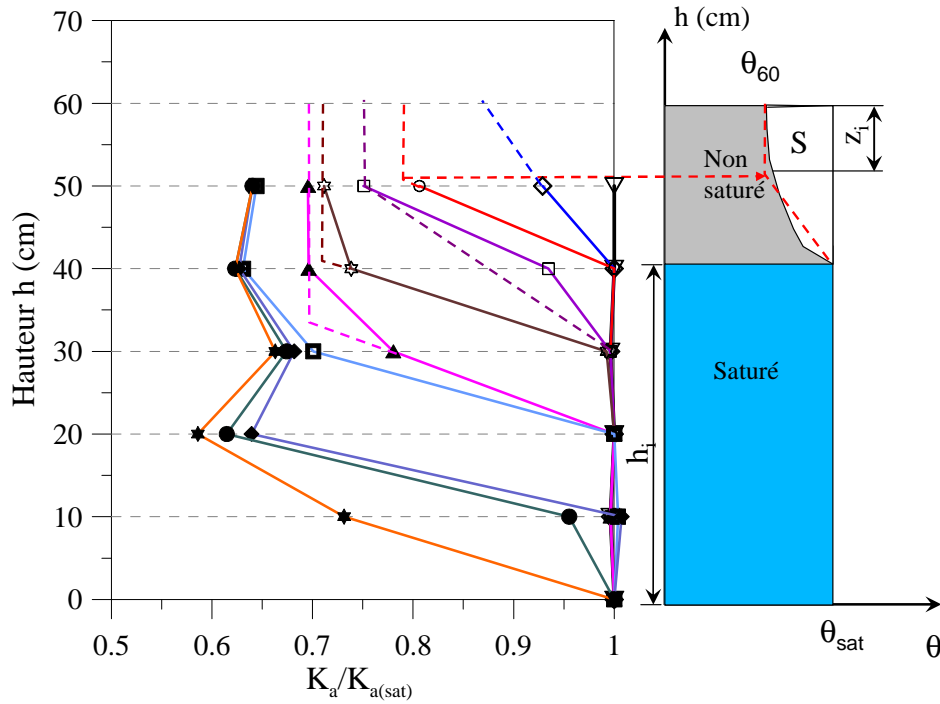


Figure III-25 : Etalonnage de la sonde TDR – Profil de la teneur en eau

Le volume d'eau sortant est calculé par l'équation suivante :

$$V_{w,sorti} = A.S = A \left[ (\theta_{sat} - \theta_{60}).z_i + \frac{1}{2} (\theta_{sat} - \theta_{60})(H - h_i - z_i) \right] = \frac{1}{2} A.(\theta_{sat} - \theta_{60})(H - h_i + z_i) \quad (III-2)$$

La teneur en eau en surface ( $\theta_{60}$ ) de l'échantillon est donc calculée par l'équation suivante :

$$\theta_{60} = \theta_{sat} - \frac{2.V_{w,sorti}}{A.(H - h_i + z_i)} \quad (III-3)$$

Où :  $A$  est l'aire de la section de l'échantillon ;

$H$  est la hauteur de l'échantillon ( $H = 600$  mm) ;

$\theta_{sat}$  est la teneur en eau volumique à l'état saturé ;

$h_i$  est la hauteur de colonne d'eau ;

$S$  est le volume d'air dans une unité de l'aire de la section.

Lorsque les profils de teneur en eau volumique de la partie non saturée sont déterminés, il est possible de déterminer les valeurs de la teneur en eau volumique théoriques par l'Eq.(III-4) dans les cas où  $(H - z_i)$  est plus grande que  $h_{TDR}$  (hauteur des sondes TDR). En revanche, dans les cas où  $(H - z_i)$  est plus petite que  $h_{TDR}$  les valeurs de la teneur en eau volumique calculées sont égales à  $\theta_{60}$ .

$$\theta_{cal} = \theta_{60} + \frac{(H - h_{TDR} - z_i) \cdot (\theta_{sat} - \theta_{60})}{H - h_i - z_i} \quad (III-4)$$

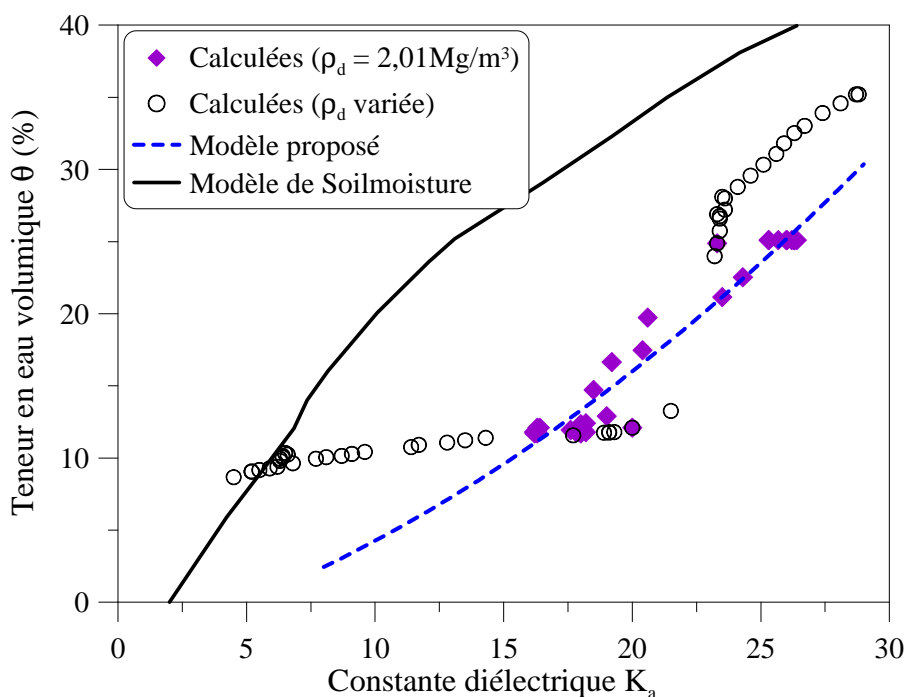
Où :  $\theta_{60}$  est la teneur en eau en surface de l'échantillon ( $h = 600$  mm) ;

$h_{TDR}$  est la profondeur des sondes TDR ;

$h_i$  est le niveau d'eau.

La Figure III-26 présente des teneurs en eau calculées en fonction de la constante diélectrique ( $K_a$ ). Ces valeurs sont comparées avec les teneurs en eau calculées lors des essais ET1 et ET2. On remarque que les valeurs trouvées dans les essais ET1 et ET2 à la densité  $\rho_d = 2,01 \text{ Mg/m}^3$  sont proches de celles calculées sur la colonne d'infiltration.

La Figure III-26 montre une grande différence entre les valeurs calculées et celles mesurées en utilisant le modèle de Soilmoisture (Figure III-26).



**Figure III-26 : Etalonnage de la sonde TDR – Teneur en eau en fonction de la constante diélectrique**

En se basant sur les valeurs calculées de l'échantillon dans la colonne d'infiltration et les valeurs des essais de vérification de l'influence de la densité à  $\rho_d = 2,01 \text{ Mg/m}^3$  (une à l'état non saturé et l'autre à l'état saturé), une relation entre la teneur en eau calculée et la constante diélectrique est proposée Eq. (III-5) avec un coefficient de corrélation  $R^2 = 0,96$  :

$$\theta_{cal} = 0,0221.K_a^2 + 0,5118.K_a - 3,0677 \quad (\text{III-5})$$

Cette équation sera utilisée, par la suite, comme la courbe d'étalonnage de la sonde TDR pour calculer la conductivité hydraulique à l'état non saturé de l'échantillon dans la colonne d'infiltration.

#### III.2.1.3.2 Détermination de la conductivité hydraulique du sol intermédiaire à l'état non saturé

Trois essais HGN1, HGN2 et HGN3 ont été réalisés sur la grande colonne d'infiltration pour déterminer les propriétés hydrauliques (la courbe de rétention d'eau et la conductivité hydraulique à l'état non saturé) du sol de la couche intermédiaire.

Les essais HGN1 et HGN2 sont effectués en trois phases : la phase de saturation, la phase de drainage et la phase de séchage.

- Phase de saturation :

L'échantillon à l'état non saturé est saturé par l'eau à l'aide d'une burette (Figure III-11). L'eau est injectée du bas en haut. On considère que l'échantillon est saturé après quelques jours d'immersion dans l'eau. La conductivité hydraulique à l'état saturé est mesurée dans cette phase par la méthode de la charge constante. Le gradient hydraulique calculé est de 45 cm.

- Phase de drainage :

Dès que la phase de saturation est terminée, l'eau est évacuée par les deux robinets inférieurs. Après 50 à 60 h, lorsqu'il n'y a plus d'eau libre sortante, on considère que cette phase est terminée.

- Phase de séchage :

A la fin de la phase de drainage, l'échantillon était encore humide. Afin de mesurer l'évolution de la teneur en eau en fonction de la succion de l'échantillon, ce dernier a été séché en évaporant de l'eau par la partie supérieure de la colonne laissée à l'air libre et en fermant les robinets inférieurs. Un ventilateur électrique a été utilisé pour accélérer la phase de séchage. Cette phase s'est terminée après environ 160 h lorsque la valeur du tensiomètre T5 (h = 500 mm) a atteint une succion de 50 à 60 kPa. Notons que la succion maximale du tensiomètre est de 85 kPa.



L'essai HGN3 est l'essai d'étalonnage de la sonde TDR. La procédure de l'essai est donc effectuée en deux phases : phase de saturation et phase de drainage en palier (voir III.2.1.3.1c).

#### III.2.1.3.3 Détermination de la conductivité hydraulique du sol intermédiaire à l'état saturé en fonction de la densité (essai HGS1)

On a vu dans le chapitre précédent que la densité sèche maximale de l'échantillon compactée par le marteau vibrant Kango 638 n'atteint qu'une valeur de  $2,01 \text{ Mg/m}^3$  tandis que celle mesurée *in situ* est de  $2,39 \text{ Mg/m}^3$ . Afin d'estimer la vraie perméabilité de la couche intermédiaire, on a utilisé le servo-vérin hydraulique de 500 kN permettant de pouvoir densifier l'échantillon jusqu'à une valeur similaire à celle *in situ*. Avec cette méthode, on peut mesurer la conductivité hydraulique du sol intermédiaire à l'état saturé à différentes densités. Pour ce faire, un moule de compression métallique de 300 mm de diamètre et de 300 mm de hauteur a été développé et peut s'adapter à la colonne d'infiltration. La Figure III-27 présente les dispositifs expérimentaux de l'essai HGS1.



Figure III-27 : Essai HGS1 – Dispositif expérimental

L'essai HGS1 a été réalisé en utilisant la même procédure que pour l'essai ET3 (voir III.2.1.3.1b). Une quantité de 25 kg de sol intermédiaire, à une teneur en eau imposée de 6%, a été placée dans le moule de compression. L'échantillon a été comprimé en cinq paliers de chargement à l'aide de la presse triaxiale (Figure III-27). Afin de calculer précisément la densité de l'échantillon après chaque chargement, la presse est relevée pour le palier 1 afin de mesurer la hauteur de l'échantillon et la conductivité hydraulique. Pour les paliers 2 et 3, l'échantillon est comprimé de 20 mm chaque fois. La valeur est de 10 mm pour le palier 4 et de 15 mm pour le palier 5. Le déplacement du piston en fonction de la force appliquée est présenté sur la Figure III-28.

A la fin de chaque palier de chargement, la conductivité hydraulique est mesurée en injectant de l'eau par l'embase inférieure à un gradient de pression constant de 4 kPa (40 cm). Le volume d'eau injecté en fonction du temps est mesuré. Les résultats sont présentés dans le chapitre IV (IV.2.1).

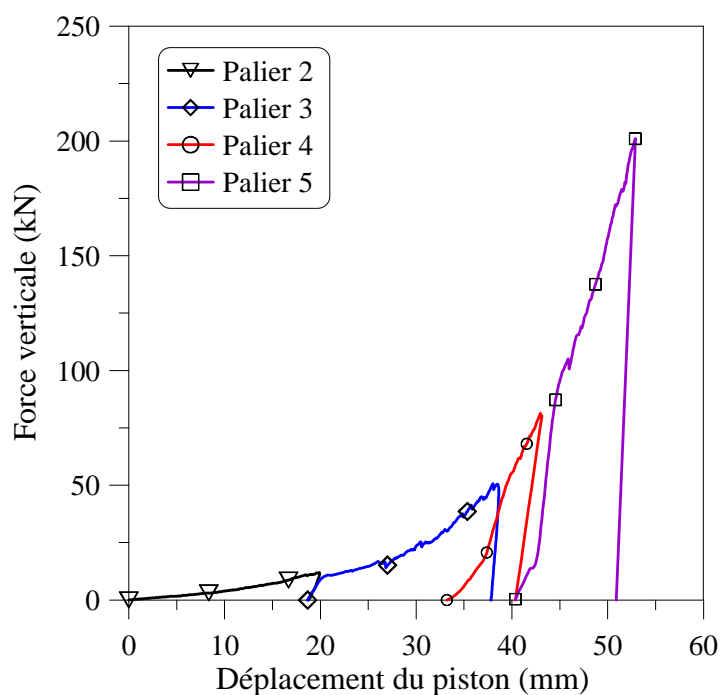


Figure III-28 : Déplacement du piston en fonction de la force appliquée

## III.2.2 Comportement hydraulique du sol de la couche intermédiaire écrêté à 2 mm

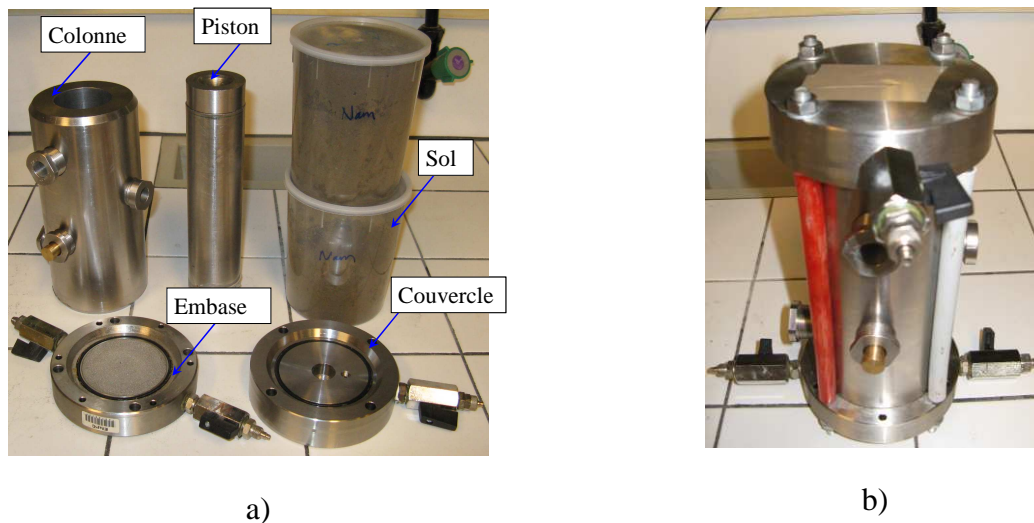
### III.2.2.1 Dispositif expérimental

Une petite colonne en inox (dimensions :  $\Phi_{\text{extérieur}} = 90$  mm,  $\Phi_{\text{intérieur}} = 50$  mm et  $H = 200$  mm) a été utilisée pour mesurer la conductivité hydraulique à l'état non saturé des sols fins. Quatre

trous espacés de 40 mm suivant la hauteur ( $h = 40, 80, 120$  et  $160$  mm) et décalés de  $90^\circ$  sur le plan horizontal servent de logement pour des tensiomètres qui se fixent à l'aide d'écrous. Un cinquième trou est situé sur le couvercle pour loger le cinquième tensiomètre (Figure III-29a) à la surface de l'échantillon ( $h = 200$  mm).

Une embase oedométrique équipée de pierre poreuse et un couvercle se plaquent à chaque extrémité de la colonne. Elles sont fixées à l'aide de quatre tiges filetées (Figure III-29b).

Un piston (Figure III-29a) est utilisé pour compacter l'échantillon.



**Figure III-29 : Petite colonne d'infiltration a) avant le montage ; b) après le montage**

Afin de mesurer la succion du sol dans la petite colonne, les tensiomètres de haute capacité (voir I.2.3.1.2) sont utilisés. Pour mesurer correctement la succion, la pierre poreuse du tensiomètre doit être re-saturée et étalonnée avant utilisation. Le développement et l'utilisation de ce type de capteur sont présentés dans la thèse de Mantho (2005). Ici, on ne rappelle que la procédure de resaturation des tensiomètres (Figure III-30) :

- nettoyage de l'intérieur de la cellule de saturation (eau et impuretés possibles) ;
- mise du tensiomètre dans la cellule de saturation ;
- application du vide pendant au moins 2 heures pour aspirer l'air des pores de la pierre poreuse et préparation de l'eau déminéralisée désaérée ;
- injection de l'eau désaérée dans la cellule de saturation jusqu'à mi hauteur de la pierre poreuse ;
- application du vide dans la cellule pendant au moins 20 minutes ;

- immersion complète de la pierre poreuse, l'ensemble étant toujours sous vide, pendant 2 heures ;
- arrêt du vide et remplissage complet de la cellule de saturation par de l'eau désaérée et connexion au CPV (Contrôleur Pression-Volume) ; application de la pression par palier jusqu'à 4 MPa et maintien du tensiomètre sous cette pression pendant au moins 16 heures ;
- application de 4 à 5 cycles de descente – montée en pression avec des paliers de 500 à 1000 kPa pour augmenter la performance du tensiomètre.



Figure III-30 : Resaturation des tensiomètres



Figure III-31 : Conservation des tensiomètres

Après la resaturation et l'étalonnage, les tensiomètres sont sortis de la cellule et conservés dans de petites boîtes plastiques contenant un peu d'eau (Figure III-31). Le temps de conservation dans la boîte plastique est au moins d'une heure pour atteindre l'équilibre des tensiomètres.

#### III.2.2.2 Détermination de la courbe de rétention d'eau

La courbe de rétention d'eau du sol intermédiaire écrêté à 2 mm est déterminée par la méthode du papier filtre (voir I.2.3.1.2). La préparation de l'échantillon et la procédure d'essai sont présentées ci-dessous.

Le sol passant le tamis de 2 mm est, d'abord, séché à l'étuve. Ensuite, dix parties égales de 200 g du sol intermédiaire sont placées dans dix boîtes plastiques étanches, chaque partie servant à compacter deux échantillons. L'eau distillée y est ajoutée afin d'imposer des teneurs

en eau massiques variant de 2% à 20,5%. Les échantillons sont stockés pendant 5 jours pour homogénéiser la teneur en eau.

Dix paires d'échantillons sont compactées à dix teneurs en eau différentes mais avec une densité correspondant à celle mesurée *in situ*. Afin de calculer la densité équivalente avec celle de la couche intermédiaire obtenue ( $\rho_d = 2,39 \text{ Mg/m}^3$ ), les grains supérieurs à 2 mm sont considérés comme des particules solides. La masse volumique sèche du sol intermédiaire écrêté à 2 mm sera de  $1,81 \text{ Mg/m}^3$  selon l'Eq. (II-5) avec  $m = 0,75$ .

Dix paires d'échantillons ( $\Phi = 50 \text{ mm}$ ,  $h = 20 \text{ mm}$ ) sont compactées à l'aide de la presse électromécanique (Figure III-32). Les paramètres des échantillons sont présentés dans le Tableau III-1.

**Tableau III-1 : Paramètres des échantillons**

N°	w imposée	$\theta$	$\rho_h$
	%	%	$\text{Mg/m}^3$
1	2	3,62	1,84
2	4	7,23	1,88
3	6	10,85	1,92
4	8	14,47	1,95
5	10	18,08	1,99
6	12	21,70	2,03
7	14	25,31	2,06
8	16	28,93	2,10
9	18	32,55	2,13
10	20,5	37,07	2,18



Figure III-32 : Compactage des échantillons



Figure III-33 : Conservation des échantillons

Dès qu'on a deux éprouvettes identiques, trois papiers filtres de type Whatman N°42 sont placés au milieu des deux échantillons avant de les protéger par un film plastique et de la paraffine. Après 7 jours de stockage dans les boîtes plastiques hermétiques (Figure III-33), les échantillons sont ouverts pour déterminer les teneurs en eau des papiers filtres à l'aide d'une balance précise (précision :  $\pm 1/1000g$ ). La succion du sol est ensuite déduite à partir de la teneur en eau du papier filtre en se basant sur la courbe d'étalonnage de ASTM-D5298 (Figure III-34).

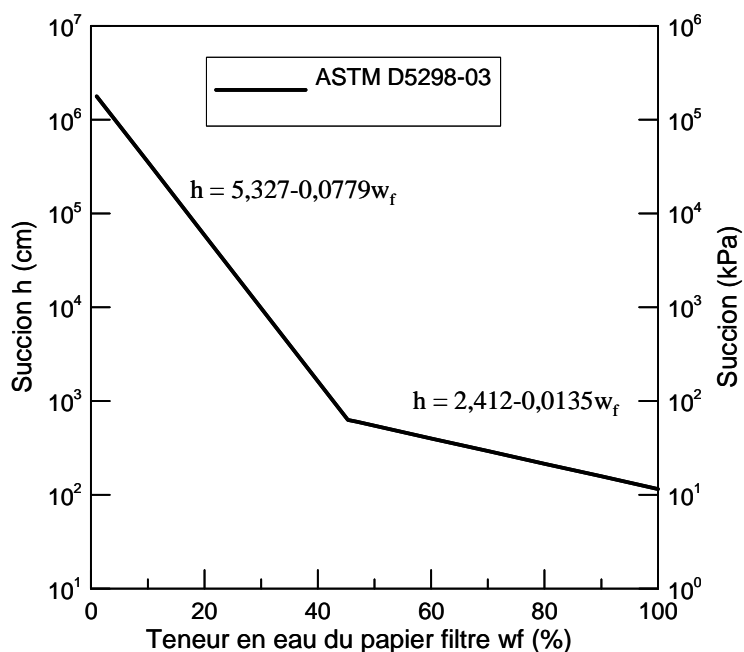


Figure III-34 : Courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman No.42 (ASTM, 2003)



**III.2.2.3 Détermination de la conductivité hydraulique du sol intermédiaire écrêté à 2 mm à l'état non saturé (Essai HPN1)**

Le sol intermédiaire écrêté à 2 mm ayant une teneur en eau massique de 12% est compacté en cinq couches de 40 mm d'épaisseur dans la petite colonne d'infiltration à l'aide d'une presse triaxiale jusqu'à obtenir une masse volumique sèche  $\rho_d = 1,81 \text{ Mg/m}^3$ . La vitesse de compactage est de 0,02 mm/s. Pendant le compactage, les trous situés sur la colonne sont obturés par les écrous provisoires.



**Figure III-35 : Essai HPN1 – Compactage de l'échantillon**



**Figure III-36 : Essai HPN1 – Après les préparations**

Après le compactage, l'embase et le couvercle de la colonne sont fixés à l'aide des tirants métalliques. Les tensiomètres sont mis en place sur la colonne d'infiltration avec les étapes suivantes :

- aplanissement de la surface de contact sol – tensiomètre ;
- placement d'une couche de pâte de sol fin à la tête du tensiomètre pour assurer le bon contact entre la pierre poreuse et l'échantillon de sol et permettre un début de mesure progressif ;
- mise en place du tensiomètre dans le trou et blocage par un écrou ;
- suivi de la mesure par un ordinateur qui est connecté avec la centrale d'acquisition.

La cellule après les préparations est montrée sur la Figure III-36.



Après l'équilibre des tensiomètres dans la colonne, l'essai HPN1 est réalisé en quatre phases : la phase de séchage 1, la phase d'équilibrage, la phase de mouillage et la phase de séchage 2.

- Phase de séchage 1 :

Cette phase est réalisée pour le but d'augmenter la succion de l'échantillon. On fait circuler de l'air par les deux robinets inférieurs à l'aide d'une pompe pneumatique.

- Phase d'équilibrage :

Pendant la phase de séchage 1, l'échantillon est séché du bas en haut. Afin d'homogénéiser la teneur en eau dans la colonne, tous les robinets sont fermés. Cette phase se termine lorsque les succions mesurées par les tensiomètres sont constantes et similaires.

- Phase de mouillage :

Dès la fin de la phase d'équilibrage, l'eau est injectée, à l'aide d'un CPV, dans l'embase inférieure de la colonne à une pression constante de 10 kPa. L'évolution de la succion pendant cette phase est utilisée pour calculer la conductivité hydraulique de l'échantillon à l'état non saturé. Après que l'eau apparaît au robinet supérieur, l'injection se poursuit pendant 24 h pour permettre la mesure de la conductivité hydraulique de l'échantillon à l'état saturé.

- Phase de séchage 2 :

Afin de déterminer la conductivité hydraulique de l'échantillon pendant la phase de séchage, la colonne est re-séchée en utilisant la méthode utilisée lors de la phase de séchage 1.

#### **III.2.2.4 Influence des fines sur la conductivité hydraulique du sol intermédiaire écrêté à 2 mm**

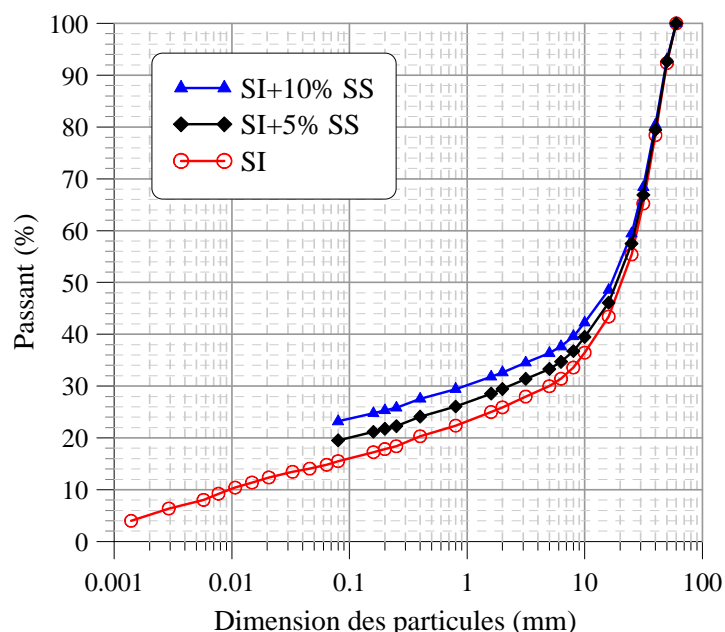
Le pourcentage des fines de la couche intermédiaire dépend du temps d'exploitation de la ligne, de la nature du sol support, de l'état hydrique du sol support, du chargement des trains etc. Ces fines influencent le comportement mécanique et hydraulique de la couche intermédiaire. En considérant que les particules inférieures à 2 mm contrôlent la perméabilité de la couche intermédiaire, les vérifications de l'effet de la teneur en fines ( $d < 0,08$  mm) et de la nature des fines ont été effectuées sur les sols écrêtés à 2 mm.

Quatre essais hydrauliques dans un petit moule (moule oedométrique) permettant de mesurer la conductivité hydraulique à l'état saturé (HPS1, HPS2, HPS3 et HPS4) des particules fines inférieures à 2 mm ont été réalisés. Les échantillons de 50 mm de diamètre et de 20 mm de

hauteur ont été directement compactés dans la cellule oedométrique à l'aide d'une presse électromécanique de 10 kN. La densité du sol écrêté à 2 mm est calculée par l'Eq. (II-5) en se basant sur la densité de la couche intermédiaire et le pourcentage des fines.

L'essai HPS1 a été effectué sur le sol intermédiaire écrêté à 2 mm. Les essais HPS2 et HPS3 sont réalisés sur les particules inférieures à 2 mm du sol intermédiaire après avoir ajouté 10 % de sol support.

La Figure III-37 présente les courbes granulométriques du sol de la couche intermédiaire, du sol de la couche intermédiaire après avoir ajouté 5 % et 10% de sol support.



**Figure III-37 : Courbes granulométriques des SI, SI+5%SS et SI+10%SS**

Dans le cas du sol intermédiaire avec ajout 10% de sol support, la valeur de  $m$  est égale à 0,68 (Figure III-37). Les échantillons des essais HPS2 et HPS3 sont compactés jusqu'à la densité obtenue lors de l'essai HPS1 ( $\rho_{d2} = 1,81 \text{ Mg/m}^3$ ). Celle-ci équivaut à un  $\rho_d = 2,22 \text{ Mg/m}^3$  de la couche intermédiaire in situ. Dans ce cas, les fines ont remplacé les cailloux de la couche intermédiaire. Si l'on se base sur la densité initiale de la couche intermédiaire  $\rho_d = 2,39 \text{ Mg/m}^3$ , la densité du sol écrêté à 2 mm souhaitée est alors de  $\rho_{d2} = 1,95 \text{ Mg/m}^3$ . Dans ce cas, les fines entrent dans les pores des cailloux de la couche intermédiaire.

Les analyses présentées dans le chapitre II ont montré que la pollution par des fines de la couche intermédiaire du site de Sénissiat est le résultat d'attrition du ballast, des matières organiques, des usures du rail, etc. Afin de vérifier l'influence de la pollution sur la perméabilité de la couche intermédiaire, une éprouvette (essai HPS4) correspondant à une

densité sèche de  $1,81 \text{ Mg/m}^3$  a été remaniée à partir des particules de 0,08 mm à 2 mm du sol intermédiaire qui ont été bien lavées par l'eau et des fines inférieures à 0,08 mm, non polluées, du sol en piste.

Le volume d'eau injecté est enregistré automatiquement à l'aide du Contrôleur Pression – Volume (CPV). Les essais sont terminés lorsqu'on observe de l'eau à la surface des échantillons et quand l'évolution du volume d'eau injecté est devenue linéaire pendant au moins trois heures.



Figure III-38 : Compactage de l'échantillon



Figure III-39 : Réalisation de l'essai

## III.3 Comportement mécanique

### III.3.1 Dispositifs expérimentaux

#### III.3.1.1 Appareil triaxial de grandes dimensions $\Phi 300 \text{ mm}$

Ce dispositif est conçu pour réaliser des essais de chargements triaxiaux sur des matériaux comportant des éléments de grande taille ( $D_{max} = 60 \text{ mm}$  d'après NF P94-074 (AFNOR, 1994) comme des sols grossier, des graves, des ballasts, des micro-ballasts, etc. Les éprouvettes de 600 mm de hauteur et 300 mm de diamètre peuvent être testées sur des trajets de chargement asservis, sous sollicitations monotones et cycliques. Ce dispositif a été initialement développé dans le cadre d'un appel d'offres Sésame de la région Ile-de-France, destiné à subventionner de gros équipements de recherche en Ile-de-France (Canou, 1995; Canou *et al.*, 2008). L'ensemble du dispositif a été conçu de manière modulaire, sous forme

d'une mini-dalle d'essai, permettant le développement de différentes applications en géotechnique, dont l'application triaxiale pour de grosses éprouvettes de sol. Après sa conception, sa construction et sa validation, le dispositif, dans sa configuration triaxiale, a tout d'abord été utilisé dans le cadre de la thèse de Pedro (2004) consacrée à l'étude des sols grossiers à matrice (Dupla *et al.*, 2007b) puis de la thèse de Seif El Dine (2007) qui a, lui aussi, poursuivi la recherche sur sols grossiers (Seif El Dine *et al.*, 2010). Des travaux sur le comportement mécanique du micro-ballast à grands nombres de cycles ont aussi été réalisés sur ce dispositif dans le cadre de la thèse de Karraz (2008).

Le dispositif est constitué d'une cellule triaxiale reposant sur une mini-dalle d'essai (2,50 x 2,00m), équipée d'un bâti de chargement à quatre colonnes, d'un encombrement de 3,50 x 2,00 x 1,30m. L'ensemble du dispositif est présenté sur la Figure III-40 et la Figure III-41. Il se compose des éléments suivants :

- un socle, mobile en translation et rotation grâce à un chariot sur la mini-dalle, équipé, en partie haute, d'une embase cylindrique de même diamètre que l'éprouvette ; différents perçages dans le métal assurent le passage des fluides entre l'extérieur et l'intérieur de la cellule ;
- une embase supérieure, de même diamètre que l'éprouvette et comportant également des circuits de drainage ;
- une enceinte de confinement transparente renforcée, de diamètre suffisant pour contenir les déformations de l'éprouvette durant le cisaillement et placer les dispositifs de mesures locales autour de l'éprouvette ;
- un couvercle métallique comportant un passage central pour le piston et un dispositif de fixation rigide par rapport à l'embase de l'appareil ;
- un piston, constitué par la tige du servo-vérin de 500 kN de chargement qui doit coulisser dans le couvercle avec un minimum de frottement et sans fuites excessives du liquide de remplissage de la cellule ; le piston est mis au contact avec l'embase supérieure de l'éprouvette par une rotule pour éviter qu'il ne transmette des moments parasites à celle-ci.

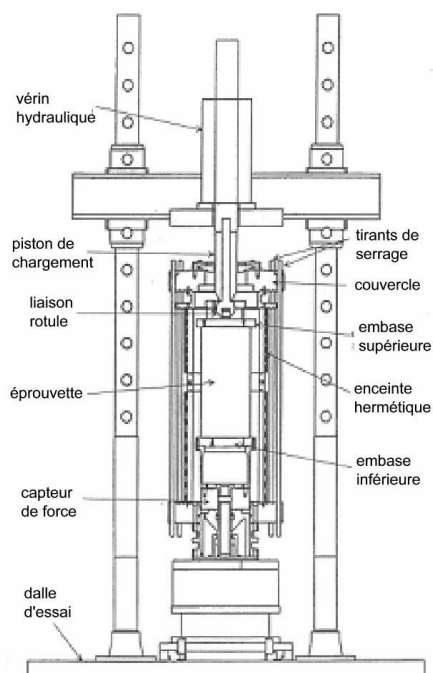


Figure III-40 : Schéma fonctionnel du dispositif d'essai triaxial  $\Phi 300$  (Pedro, 2004)

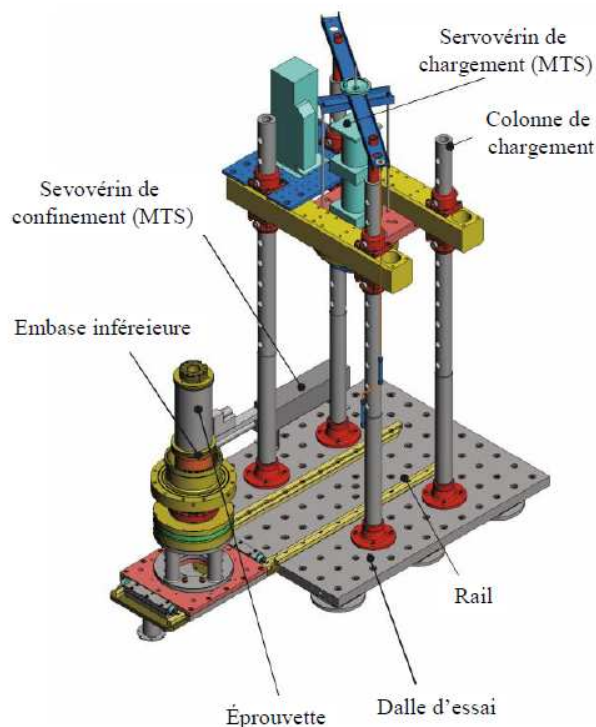


Figure III-41 : Schéma 3D du dispositif d'essai triaxial  $\Phi 300$  (Seif El Dine *et al.*, 2010)

La cellule triaxiale, solidaire du chariot, est mobile en translation et rotation. Pour la préparation d'éprouvettes, le chariot est positionné à l'extérieur du bâti en 4 colonnes, sur la plate-forme adjacente (Figure III-41). L'ensemble est ensuite positionné sous le bâti de chargement pour solidarisation avec le couvercle (Figure III-42) de la cellule et le servo-vérin.

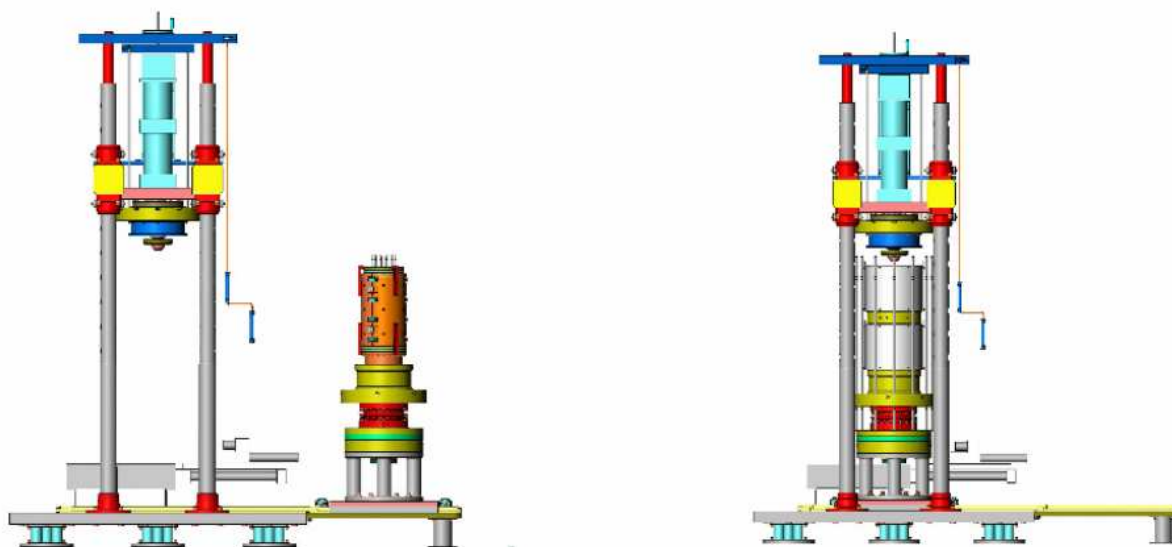
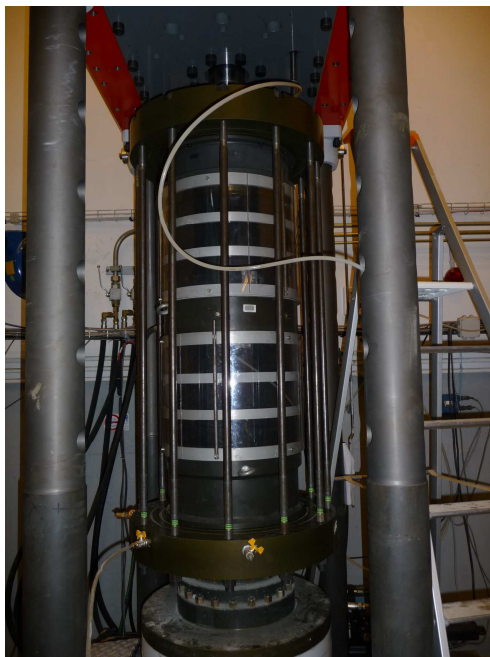


Figure III-42 : Phase de préparation de l'éprouvette et phase d'essai (Dupla *et al.*, 2007a)

La Figure III-43 présente une vue de la cellule triaxiale. Le chargement axial est appliqué grâce à un servo-vérin de 500 kN. On dispose également d'un second servo-vérin qui contrôle et asservit la pression de cellule (0-2 MPa). Le système peut donc être utilisé en asservissement « biaxial », ce qui permet de réaliser essais avec des chemins de contrainte à  $q/p$  constant sous sollicitations monotones et cycliques.



**Figure III-43 : Vue de la cellule triaxiale assemblée pour un essai**

L'effort axial est mesuré à l'aide d'un capteur de force qui est placé sous l'embase inférieure de l'éprouvette pour s'affranchir des effets de frottement parasite entre le piston et le couvercle. La précision de la mesure de l'effort vertical est inférieure à 0,25 kN.

La déformation axiale de l'éprouvette ( $\varepsilon_a$ ) est déterminée à partir de la mesure du déplacement du piston dès que celui-ci est en contact avec l'éprouvette. Cette mesure est effectuée à l'aide d'un capteur de déplacement LVDT incorporé au servo-vérin. L'étendue de mesure du LVDT est de 150 mm, avec une précision de 0,05% pleine échelle.

Dans le cas de sols saturés, la déformation volumique des éprouvettes est obtenue par mesure de la masse d'eau échangée, à l'aide d'une balance de précision ou à partir de la mesure du déplacement du servo-vérin de confinement (Figure III-41). Ce dernier permet de déterminer la déformation volumique des éprouvettes dans le cas du sol non saturé. En effet, le déplacement de ce vérin permet d'avoir accès, moyennant certaines corrections, aux variations volumiques de l'éprouvette à partir de la mesure du volume d'eau échangée.



Le confinement de la cellule est contrôlé par un servo-vérin de confinement (Figure III-41) à l'aide d'un logiciel de pilotage. La pression de confinement est mesurée grâce à un capteur de pression dont l'étendue de mesure est de 2 MPa.

#### ***III.3.1.2 Moule de compactage et tendeur de membrane***

Afin de compacter l'éprouvette jusqu'aux états de densité requis sans percer la membrane, le sol est compacté dans un moule de compactage métallique développé spécialement à cet effet. Ensuite, un tendeur de membrane est utilisé pour la mise en place de la membrane sur l'éprouvette.

Le moule de compactage est composé de 4 parties :

- un support de 450 mm de diamètre et de 20 mm d'épaisseur ;
- quatre demi-enceintes de 300 mm de hauteur et de 10 mm d'épaisseur, le diamètre intérieur étant de 300 mm permettant de démouler après le compactage ;
- une rehausse constituée de deux demi-enceintes de 150 mm de hauteur et de 10 mm d'épaisseur qui sont utilisées pour compacter la dernière couche.

Ces parties peuvent être solidarisés et désolidarisés facilement à l'aide de vis. La Figure III-44 présente l'ensemble du moule de compactage.

Pour permettre la mise en œuvre d'une membrane de 3 mm d'épaisseur sur l'éprouvette, un tendeur de membrane en PVC ( $\Phi_{\text{intérieur}} = 314 \text{ mm}$ ,  $\Phi_{\text{extérieur}} = 354 \text{ mm}$ ,  $H = 600 \text{ mm}$ ) a été fabriqué. Six rainures à l'intérieur du tendeur et des trous sont disposées autour de l'enceinte pour appliquer le vide lors de la mise en place de la membrane. Le tendeur de membrane est présenté sur la Figure III-45.





Figure III-44 : Moule de compactage

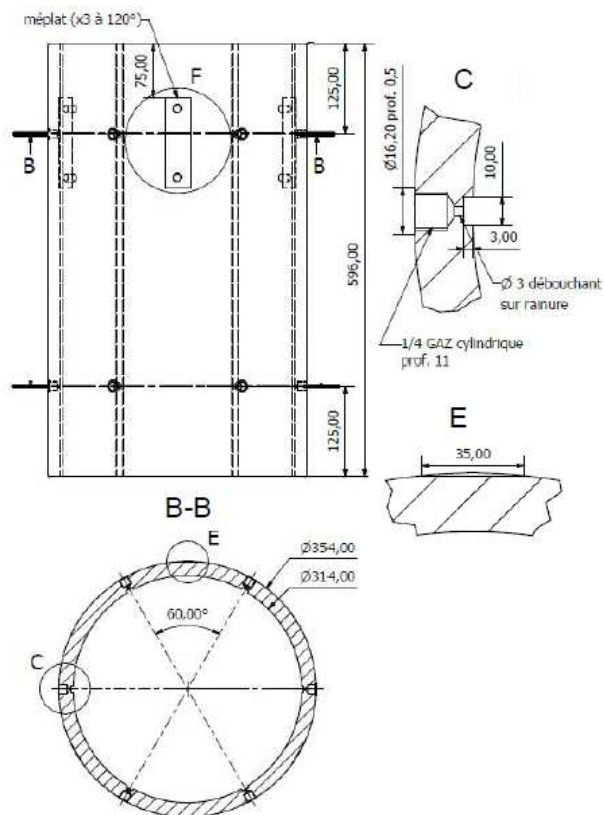


Figure III-45 : Tendeur de membrane

### **III.3.2 Procédure d'essai**

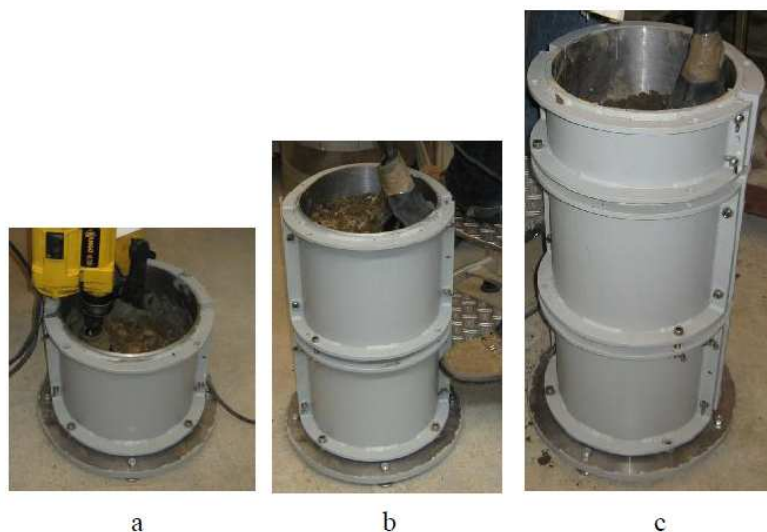
Le principe de l'essai est le même que pour un essai triaxial standard. Toutefois, l'essai triaxial sur l'éprouvette de 300 mm de diamètre nécessite une procédure particulière du fait de sa taille et des sols testés. On présente ci-dessous la procédure mise au point pour nos essais.

#### **III.3.2.1 Mélange de matériaux**

Afin d'étudier l'influence de la teneur en eau sur le comportement mécanique de la couche intermédiaire, les essais ont été effectués sur des échantillons à teneur en eau imposée. La procédure de préparation et de mélange des matériaux a été décrite dans la partie III.2.1.2.

#### **III.3.2.2 Compactage de l'éprouvette**

L'éprouvette est compactée en 6 couches de 10 cm dans le moule de compactage à l'aide d'un marteau vibrant Kango et d'une dame Proctor modifiée. La densité de l'éprouvette est contrôlée par la quantité de sol et l'épaisseur de chaque couche. Une masse volumique sèche de  $2,01 \text{ Mg/m}^3$  est prescrite pour toutes les éprouvettes. Une couche de graisse est appliquée autour la face intérieure du moule pour faciliter le démoulage. Le moule de compactage est monté par étapes selon le nombre de couches compactées. Tout d'abord, les deux premières couches sont compactées dans la partie inférieure du moule. Ensuite, la deuxième partie du moule est installée pour compacter les couches 3, 4, 5. La dernière couche est compactée en utilisant la rehausse (Figure III-44). Le compactage de l'éprouvette est montré sur la Figure III-46.



**Figure III-46 : Essai triaxial – Compactage de l'éprouvette a) couches 1, 2 ; b) couches 3, 4, 5 ; c) couche 6**

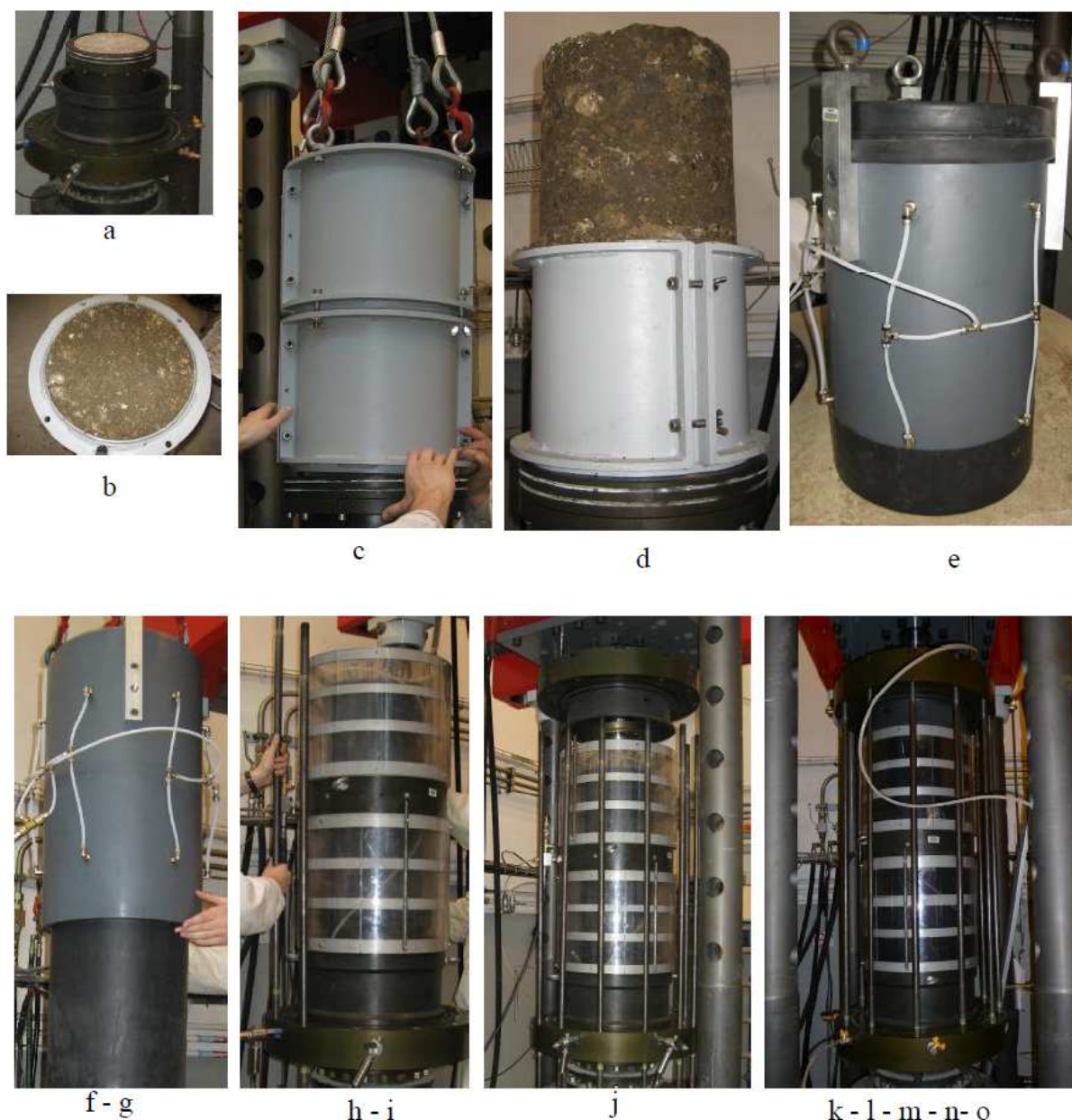
**III.3.2.3 Montage de l'éprouvette**

Dès la fin du compactage, l'éprouvette est positionnée sur la cellule triaxiale  $\Phi 300$  en suivant la procédure suivante :

- a. mise en place d'une pierre poreuse sur l'embase inférieure de l'appareil triaxial ;
- b. démontage de la rehausse, dévissage du support du moule de compactage ;
- c. montage du moule contenant l'éprouvette sur l'embase triaxiale à l'aide d'un pont roulant ; la densité de l'éprouvette ( $\rho_d = 2,01 \text{ Mg/m}^3$ ) lui permet de se maintenir en place lorsqu'elle n'est pas confinée dans l'enceinte ;
- d. démoulage des quatre demi-enceintes du haut en bas ;
- e. mise en place de la membrane dans le tendeur de membrane et application du vide sur le tendeur de membrane pour plaquer la membrane sur la surface intérieure du tendeur ;
- f. mise en place du tendeur de membrane sur l'éprouvette en appliquant du vide ;
- g. arrêt d'application du vide et démontage du tendeur de membrane ;
- h. mise en place de l'embase supérieure sur la pierre poreuse au-dessus de l'échantillon ; rabattage de la membrane et placement des joints toriques aux embases inférieure et supérieure ;
- i. installation des enceintes et des tirants ;
- j. déplacement de la cellule au-dessous du vérin ;
- k. positionnement du vérin, abaissement du couvercle et fermeture de la cellule par les tirants de serrage ;
- l. remplissage de la cellule d'eau ;
- m. application de la pression de confinement dans la cellule ;
- n. blocage de la cellule sur la dalle de l'essai ;
- o. application de la sollicitation à l'aide du servo-vérin MTS.

Les différentes étapes sont présentées sur la Figure III-47. Dans le cas de l'essai triaxial saturé, on poursuit à partir de l'étape *m* avec les étapes suivantes :

- p. saturation de l'éprouvette du bas en haut : on laisse de l'eau passer à travers l'échantillon pendant 10 h environ jusqu'à ce que l'eau arrive en haut de l'échantillon ;
- q. amélioration de la saturation de l'éprouvette en appliquant la contre-pression : a contre-pression est appliquée en palier alternativement avec l'augmentation du confinement de manière à ce que la différence entre les deux reste égale à la valeur de confinement voulu ;
- r. lancement de l'essai en contrôlant la réponse des capteurs de pression.



**Figure III-47 : Essai triaxial – Procédure de montage de l'éprouvette**

## **CHAPITRE IV : COMPORTEMENT HYDRAULIQUE DU SOL DE LA COUCHE INTERMEDIAIRE**

### **IV.1 Introduction**

Le drainage, une des fonctions importantes de la sous-couche sur les lignes nouvelles ou de la couche intermédiaire sur les lignes anciennes s'opère suivant deux mécanismes. Premièrement, dans le cas de pluie, la sous-couche ou la couche intermédiaire est considérée comme une couche peu perméable qui permet d'évacuer, par ruissellement, une grande partie de l'eau vers le système de drainage. Deuxièmement, cette couche doit également drainer de l'eau infiltrée du sol support sous la pression interstitielle due à la charge cyclique du train dans le cas où le sol support est saturé. Concernant les lignes nouvelles, la sous-couche est mise en place suivant les spécifications techniques et les référentiels internes de la SNCF (SNCF, 1995; SNCF, 1996b) qui définissent la densité et la granulométrie du matériau utilisé ainsi que l'épaisseur et la pente horizontale de la sous-couche, ce qui assure une bonne distribution de charge ainsi qu'un bon drainage de la plate-forme ferroviaire. En revanche, pour la couche intermédiaire sur les lignes anciennes, sa densité et sa teneur en fines évoluent dans le temps, dépendant du type de sol support et de l'état hydrique de chaque plate-forme. Cette évolution influence non seulement son comportement mécanique, mais aussi sa capacité de drainage. En effet, un recensement des causes de détérioration de la voie sur le réseau ferroviaire français a montré que l'insuffisance de drainage de la plate-forme est la cause principale. L'étude du comportement hydraulique de la couche intermédiaire est donc nécessaire pour bien comprendre le mécanisme de transfert hydraulique et proposer in fine des méthodes efficaces d'entretien, de réparation, et de modernisation des voies anciennes.

Généralement, la conductivité hydraulique du sol est influencée par la granulométrie, les propriétés physiques des particules, la distribution des particules, la texture, la densité (Murray *et al.*, 2000). Pour les sols grossiers, elle dépend fortement de leurs teneurs en fines ainsi que les propriétés de ces fines et leurs distributions dans les macro-pores (Côté & Konrad, 2003).

Ce chapitre traite des propriétés hydrauliques du sol de la couche intermédiaire prélevé sur le site de Sénissiat, et il comporte les parties suivantes :

- conductivité hydraulique du sol à l'état non saturé ;

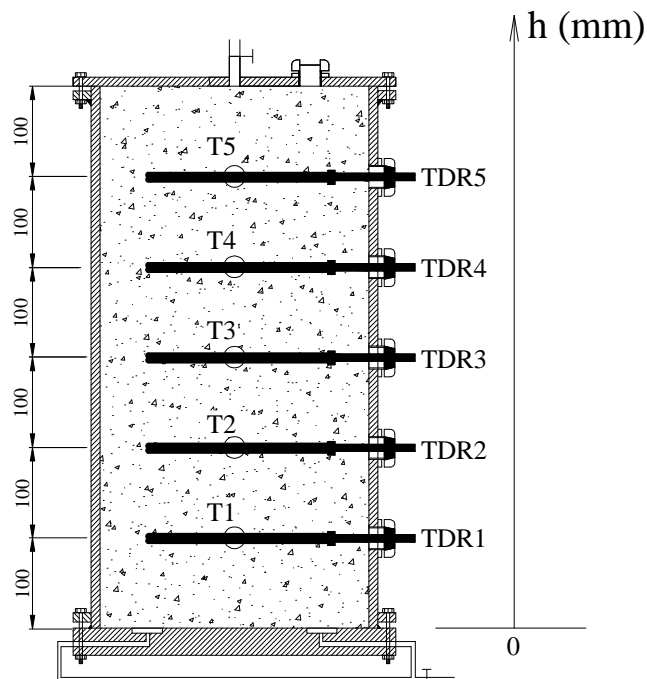


- conductivité hydraulique du sol à l'état saturé en fonction de la densité ;
- conductivité hydraulique du sol écrêté à 2 mm à l'état non saturé ;
- influence des fines sur la conductivité hydraulique du sol écrêté à 2 mm.

## **IV.2 Conductivité hydraulique du sol intermédiaire à l'état non saturé**

### **IV.2.1 Résultats obtenus**

Trois essais Hydrauliques sur la Grande colonne à l'état Non saturé (HGN1, 2, 3) ont été réalisés sur la colonne d'infiltration de diamètre 300 mm (Voir III.2.1.1) pour étudier les propriétés hydrauliques du sol de la couche intermédiaire. La Figure IV-1 rappelle les positions des cinq capteurs TDR (TDR1 – TDR5) et des cinq tensiomètres (T1 – T5) installés dans la colonne.



**Figure IV-1 : Numéros et positions des capteurs dans la grande colonne d'infiltration**

#### **IV.2.1.1 Essai HGN1**

L'essai HGN1 est effectué en trois phases : phase de saturation, phase de drainage et phase de séchage.

### IV.2.1.1.1 Phase de saturation

Le sol a été compacté dans la colonne d'infiltration à une densité de  $2,01 \text{ Mg/m}^3$  et à une teneur en eau massique de 5,5 %. Cela correspond à une teneur en eau volumique de 10,0% après le compactage. La Figure IV-2 présente la teneur en eau volumique mesurée par les sondes TDR après le compactage (état initial). Ces valeurs sont respectivement de 4,8% ; 6,0% ; 9,7% ; 8,8% et 10,1% pour les sondes TDR de 1 à 5. Ensuite, à  $t = 80 \text{ h}$ , l'eau a été injectée par l'embase inférieure de la colonne pour saturer le sol. On observe que la teneur en eau volumique mesurée par les sondes TDR a augmenté rapidement et atteint une valeur maximale en moins d'une heure. On considère que le sol a atteint son état saturé quand la teneur en eau volumique est maximale. On observe que les valeurs de teneur en eau volumique maximale mesurées par les sondes TDR sont respectivement de 23,4% ; 23,7% ; 24,4% ; 22,4% et 25,0% pour les sondes TDR de 1 à 5. On note que la teneur en eau volumique à l'état saturé correspondant à la densité sèche de  $2,0 \text{ Mg/m}^3$  est de 25,0%. La différence entre les valeurs mesurées et les valeurs théoriques peut être expliquée par l'hétérogénéité du sol et la précision de la sonde TDR ( $\pm 2\%$ ).

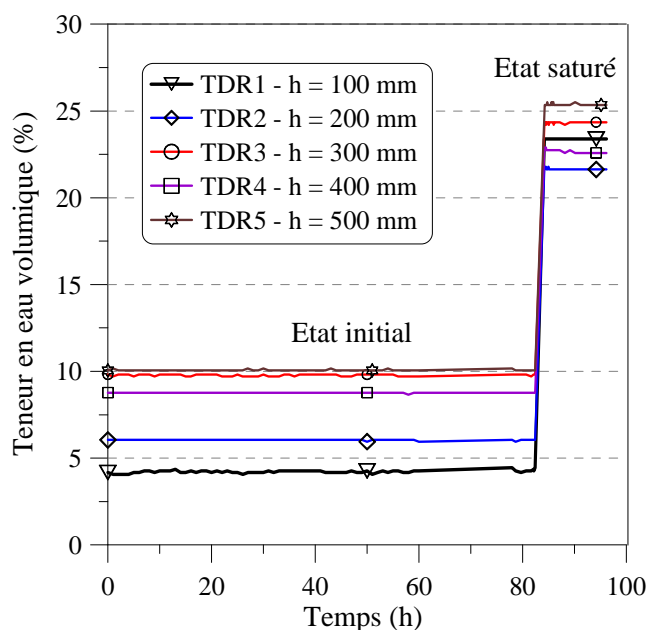


Figure IV-2 : Essai HGN1 – Teneur en eau volumique en fonction du temps de saturation

Le volume d'eau injecté dans la colonne pendant la phase de saturation est présenté en fonction du temps sur la Figure IV-3. Dans un premier temps, le volume d'eau injecté augmente rapidement puis le taux diminue en fonction du temps. Après  $t = 50 \text{ mn}$ , on voit que l'eau apparaît à la surface de l'échantillon. Le volume d'eau injecté correspondant à ce moment est de  $V = 4000 \text{ cm}^3$  tandis que celui nécessaire pour saturer l'échantillon est de  $V =$



5795 cm<sup>3</sup> (valeur calculée à partir de la densité de l'éprouvette). Ce dernier est calculé à partir de la teneur en eau de compactage et de la densité de l'échantillon. A partir de  $t = 50$  mn, la relation entre le volume d'eau injecté et le temps est presque linéaire. La différence entre le volume des pores estimé et le volume d'eau injecté peut être expliquée par l'écoulement non laminaire dans la colonne à cause des grands pores et l'effet de paroi (Moulton, 1980).

Deux essais de mesure de conductivité hydraulique à l'état saturé sont réalisés à 1 jour et 3 jours après la phase de saturation. La Figure IV-3 montre que les pentes de ces essais sont similaires. La conductivité hydraulique moyenne à l'état saturé est donc estimée à  $k_s = 1,75.10^{-5}$  m/s.

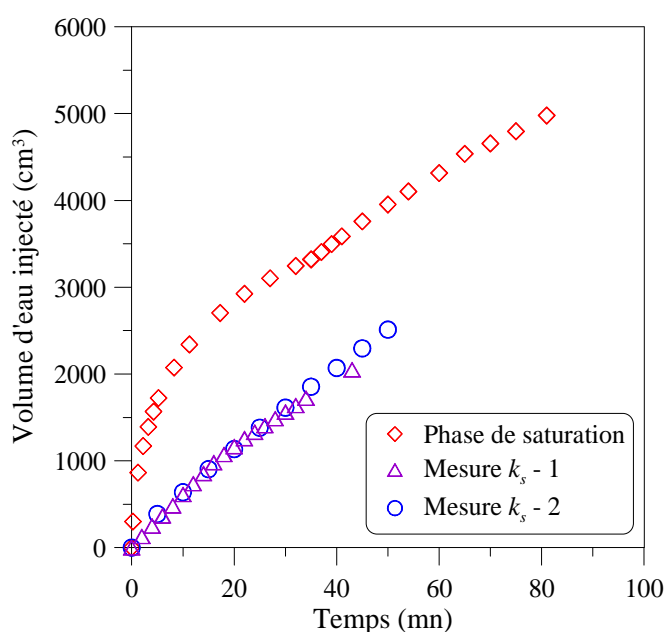


Figure IV-3 : Essai HGN1 – Volume d'eau injecté en fonction du temps

### IV.2.1.1.2 Phase de drainage

Après la phase de saturation, les tensiomètres sont installés dans la colonne. Lorsque la colonne est remplie d'eau, les valeurs des tensiomètres T1, T2, T3, T4, T5 sont respectivement de 5,1 ; 4,1 ; 3,1 ; 2,1 ; 1,2 kPa (Figure IV-4) correspondant aux niveaux d'eau de 510 ; 410 ; 310 ; 210 et 120 mm. En fait, le niveau de la surface d'eau a été maintenu à 10 mm en dessous de la surface de l'échantillon. En comparant avec les positions des tensiomètres dans la colonne d'infiltration (Figure IV-1), on trouve que ces capteurs peuvent donner des valeurs avec une précision de 0,1 kPa. Pour la phase de drainage, les robinets connectés à l'embase inférieure de la colonne sont ouverts. La Figure IV-4 présente la réponse des tensiomètres dans un premier temps. On trouve que les pressions mesurées par les

tensiomètres deviennent négative cinq minutes après l'ouverture du robinet. Elles ont tendance à se stabiliser à une valeur inférieure à zéro. Sauf dans le cas du T2 ( $h = 200$  mm), pour les autres capteurs, la pression diminue d'autant plus rapidement que le capteur est proche de la surface.

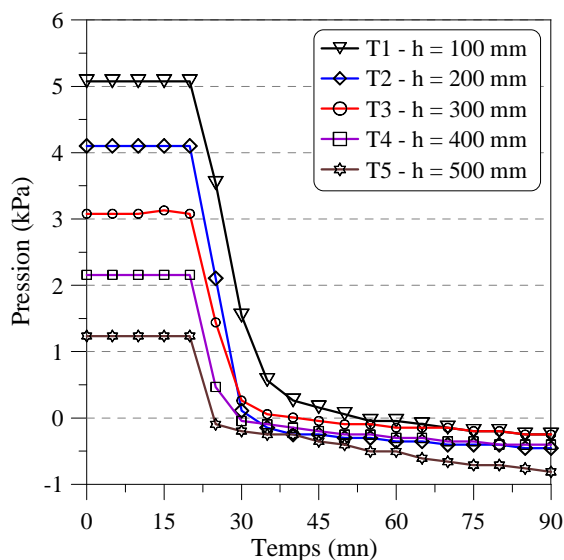


Figure IV-4 : Essai HGN1 – Pression en fonction du temps de 0 à 90 mn – phase de drainage

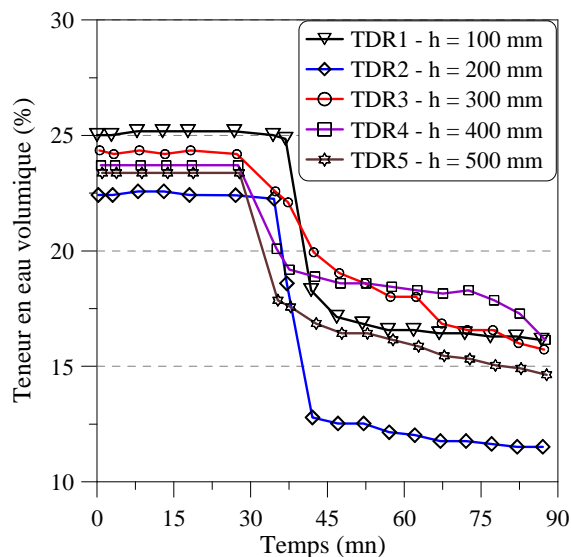


Figure IV-5 : Essai HGN1 – Teneur en eau volumique en fonction du temps de 0 à 90 mn – phase de drainage

Avec le même repère du temps, la Figure IV-5 présente les réponses des sondes TDR. La réponse en teneur en eau volumique est similaire à celle en pression ; la teneur en eau diminue rapidement de la valeur maximale et se stabilise en dix minutes. La mesure du capteur TDR2 semble différente par rapport aux autres. A  $t = 90$  mn, la teneur en eau mesurée est de 15 – 17% sauf celle mesurée par le TDR2 (12%).

La phase de drainage a été maintenue pendant 54 h et les réponses des tensiomètres sont présentées sur la Figure IV-6. De  $t = 9 - 27$  h, afin d'accélérer le drainage, une surpression d'air a été appliquée sur la surface du sol par une pompe pneumatique. Cette surpression d'air a entraîné une légère diminution de la pression (augmentation de la succion). Le drainage s'est arrêté quand l'eau ne sortait plus des robinets ( $t = 54$  h). Les pressions mesurées sont de -2,0 ; -1,9 ; -1,6 ; -1,8 ; -2,7 kPa respectivement pour des tensiomètres T1 – T5.

La Figure IV-7 présente les réponses des sondes TDR pendant la phase de drainage. Contrairement aux tensiomètres qui sont influencés par le pompage, la teneur en eau volumique n'est pas influencée. A la fin de la phase de drainage ( $t = 54$  h) les teneurs en eau sont de 11,7 ; 7,9 ; 11,8 ; 10,8 ; 10,9% respectivement pour des TDR1 – TDR5.

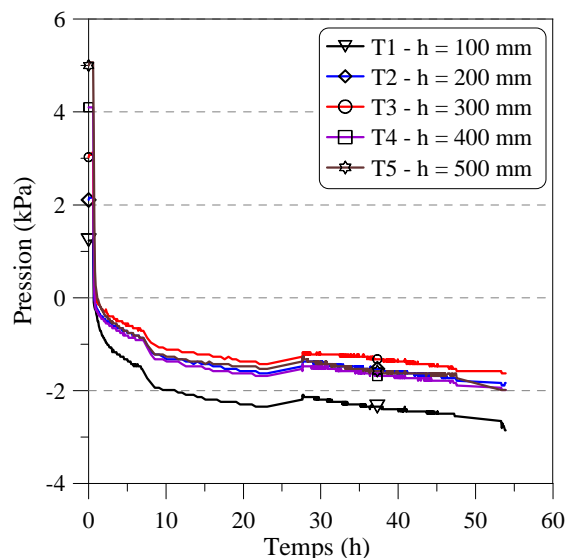


Figure IV-6 : Essai HGN1 – Pression en fonction du temps – phase de drainage

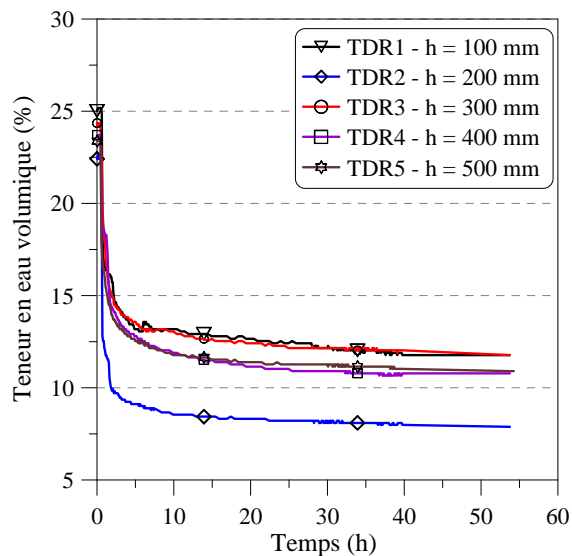


Figure IV-7 : Essai HGN1 – Teneur en eau volumique en fonction du temps – phase de drainage

#### IV.2.1.1.3 Phase de séchage

Après la phase de drainage, les robinets connectés à l'embase inférieure de la colonne sont fermés. Ensuite le couvercle de la colonne est enlevé, permettant le séchage de l'échantillon à l'air par le haut. La Figure IV-8 montre l'évolution de la pression. L'échantillon a été séché pendant 160 h. La pression au niveau le plus proche de la surface (T5) diminue très vite de -2,7 kPa à -61,2 kPa après 160 h de séchage tandis que celles des autres niveaux descendent lentement. La pression au niveau  $h = 100$  mm reste quasiment constante. Sa valeur à la fin du séchage est de -2,04 kPa contre une valeur de -2,00 kPa au début du séchage.

Les valeurs de teneur en eau sont présentées sur la Figure IV-9. A cause d'un problème technique, les données ne sont disponibles que pour  $t = 0 - 120$  h. Les mêmes tendances peuvent être observées par rapport à la variation de succion. L'évolution de la teneur en eau est plus marquée pour un niveau plus proche de la surface. La teneur en eau à  $h = 500$  mm (le plus proche de la surface) a diminué de 11 % à 7 % après 120 h tandis que celles à  $h = 100$  et 200 mm restent quasi constantes.

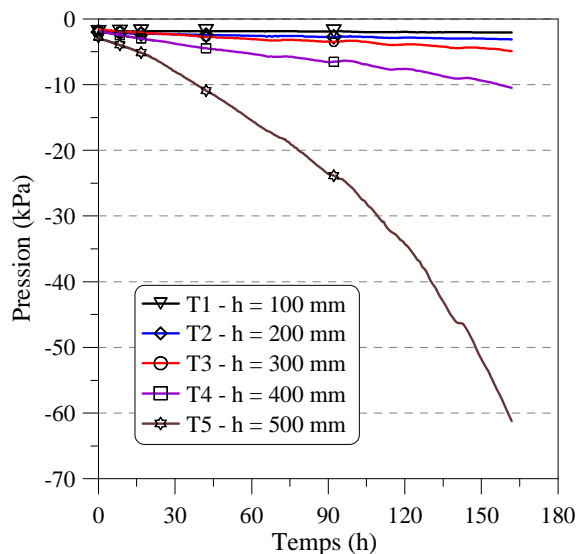


Figure IV-8 : Essai HGN1 – Pression en fonction du temps – phase de séchage

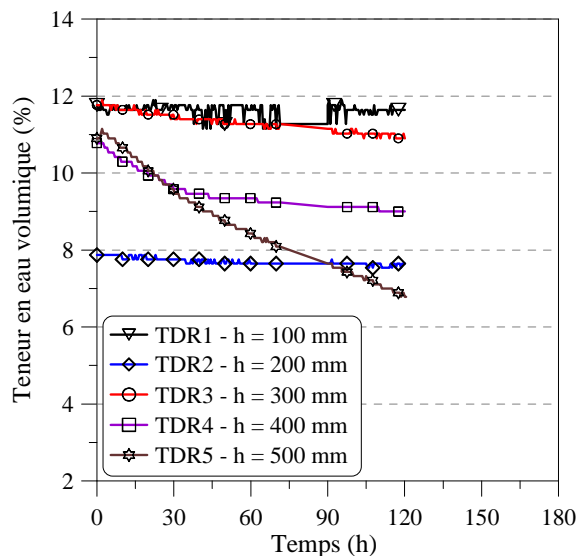


Figure IV-9 : Essai HGN1 – Teneur en eau volumique en fonction du temps – phase de séchage

#### IV.2.1.2 Essai HGN2

Après la phase de séchage de l'essai HGN1, l'échantillon a été resaturé avant la réalisation de l'essai HGN2. Cet essai a été réalisé en deux phases, la phase de drainage pendant 55 h et la phase de séchage pendant 160 h.

##### IV.2.1.2.1 Phase de drainage

Le drainage de l'essai HGN2 est réalisé de la même façon que l'essai HGN1. Les valeurs de la succion des tensiomètres T1, 2, 3, 4 et 5 à l'état initial sont de 4,8 ; 3,9 ; 2,9 ; 2,0 ; 1,0 kPa respectivement (Figure IV-10), avec un niveau d'eau à la surface de l'échantillon. On trouve que la valeur du tensiomètre T1 est un peu plus petite que les autres, à relier à la qualité de saturation de ce capteur.

Comme dans le cas de l'essai HGN1, on trouve que la variation de pression au niveau du T2 (h = 200 mm) est différente des autres. Pour les autres capteurs, la pression diminue d'autant plus rapidement que les capteurs sont proches de la surface.

Avec le même repère de temps, la Figure IV-11 présente les réponses des sondes TDR au début du drainage.

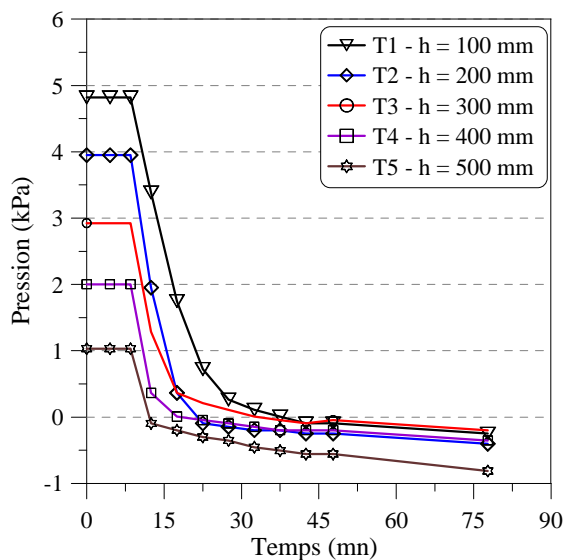


Figure IV-10 : Essai HGN2 – Pression en fonction du temps de 0 à 90 mn – phase de drainage

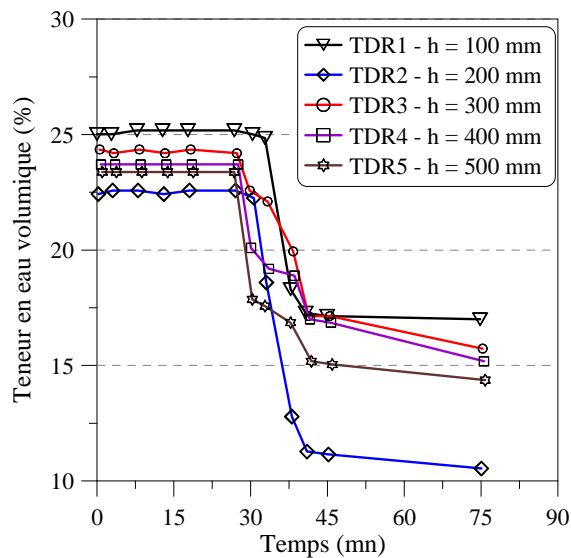


Figure IV-11 : Essai HGN2 – Teneur en eau volumique en fonction du temps de 0 à 90 mn – phase de drainage

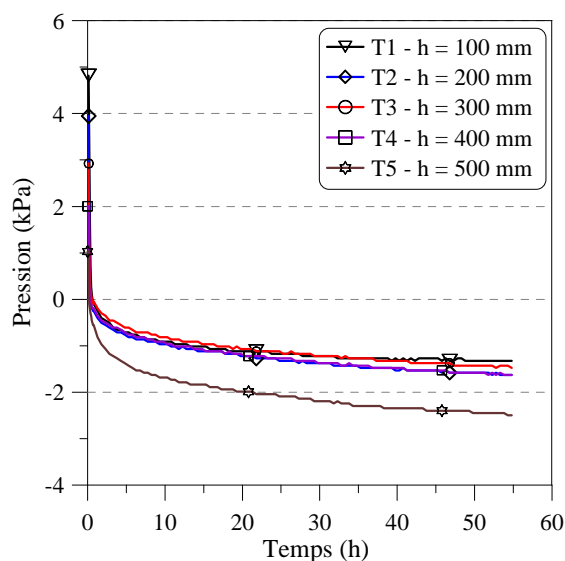


Figure IV-12 : Essai HGN2 – Pression en fonction du temps – phase de drainage

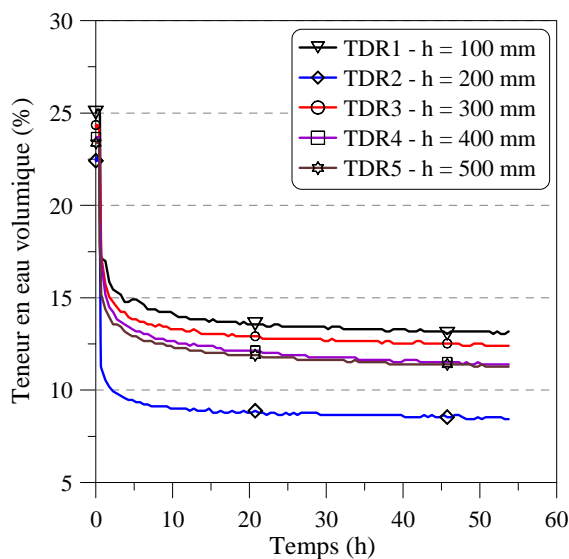


Figure IV-13 : Essai HGN2 – Teneur en eau volumique en fonction du temps – phase de drainage

La phase de drainage a été maintenue pendant 55 h. Les Figure IV-12 et Figure IV-13 présentent respectivement les évolutions des mesures des tensiomètres et des TDR en fonction du temps. On observe que les pressions diminuent progressivement jusqu'à -1,3 ; -1,6 ; -1,5 ; -1,6 ; et -2,5 kPa respectivement à  $h = 100, 200, 300, 400$  et  $500$  mm à la fin de la phase de drainage. La teneur en eau finale est respectivement de 13,0 ; 8,5 ; 12,4 ; 11,4 ; 11,3% pour  $h = 100, 200, 300, 400$  et  $500$  mm.

### IV.2.1.2.2 Phase de séchage

Comme l'essai HGN1, la durée de phase de séchage de l'essai HGN2 est de 160 h. La Figure IV-14 montre le résultat des tensiomètres durant cette phase. Après 160 h de séchage, les pressions à  $h = 100, 200, 300, 400$  et  $500$  mm sont respectivement de  $-1,2$  ;  $-2,1$  ;  $-3,5$  ;  $-8,8$  ; et  $-57,7$  kPa. On observe aussi que la diminution de pression est d'autant plus importante que le niveau est proche de la surface.

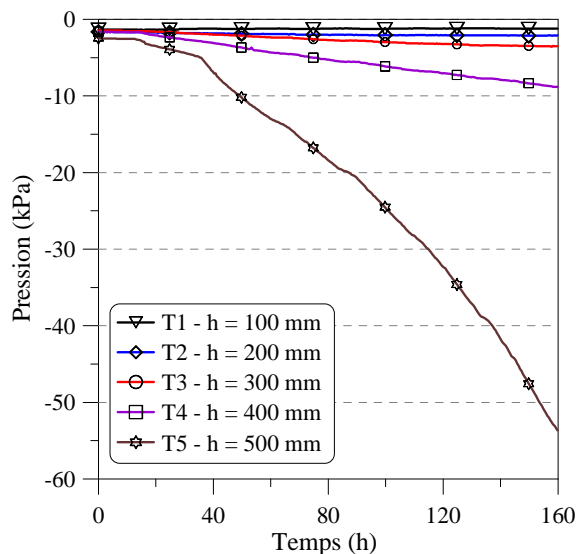


Figure IV-14 : Essai HGN2 – Pression en fonction du temps – phase de séchage

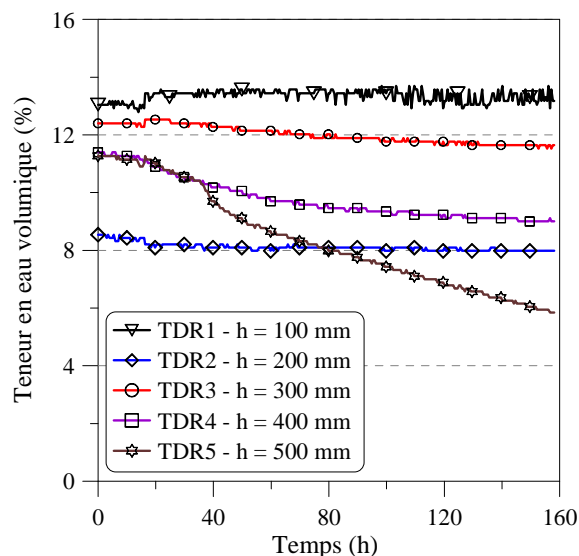


Figure IV-15 : Essai HGN2 – Teneur en eau volumique en fonction du temps – phase de séchage

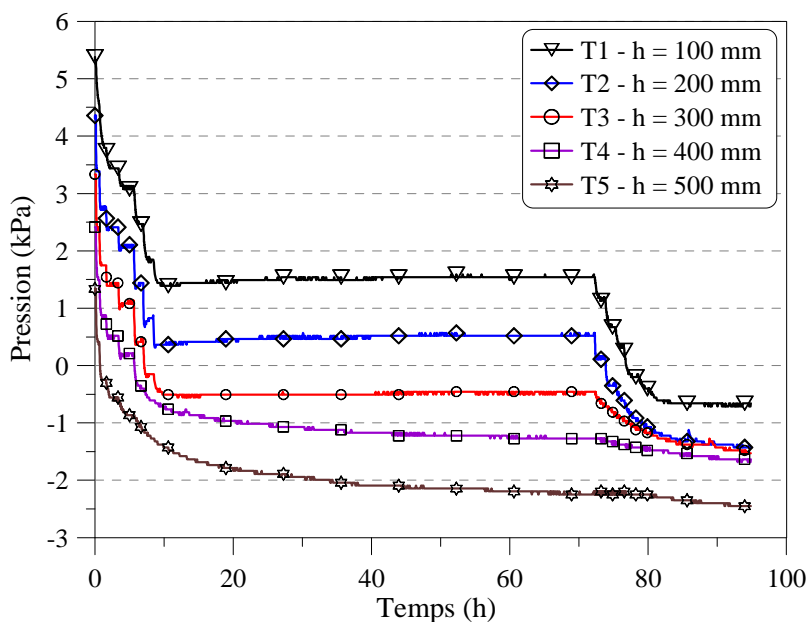
La Figure IV-15 présente l'évolution de la teneur en eau en fonction du temps pendant la phase de séchage. Après 160 h, ces valeurs sont de  $13,0$  ;  $8,0$  ;  $11,6$  ;  $9,0$  ; et  $5,9\%$  respectivement pour  $h = 100, 200, 300, 400$ , et  $500$  mm.

### IV.2.1.3 Essai HGN3

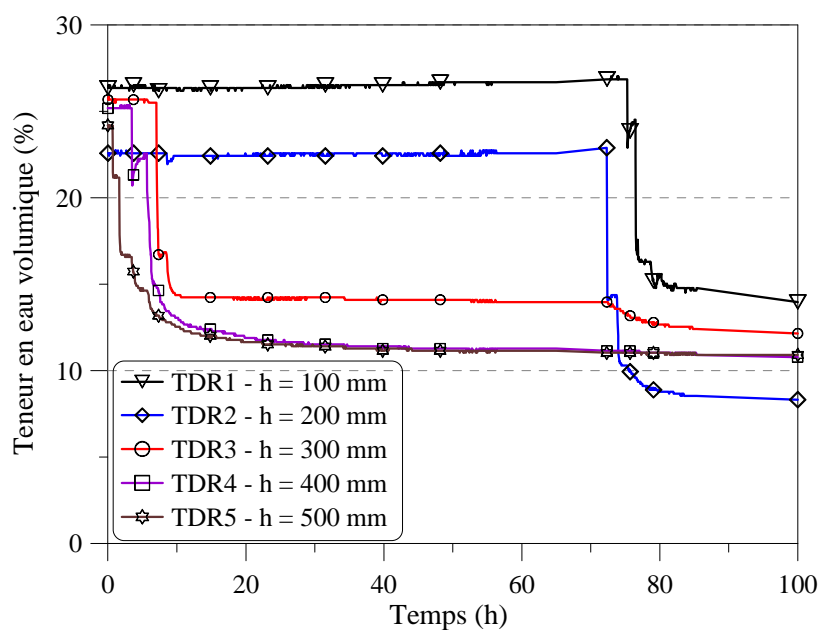
Comme les résultats des essais HGN1, HGN2 ont montré une certaine dispersion des valeurs de teneur en eau volumique à l'état proche de la saturation, on a réalisé un troisième essai HGN3 qui a pour but principal l'étalonnage des sondes TDR. Cet essai peut être aussi exploité pour déterminer la courbe de rétention d'eau dans cette gamme de faible succion. On note qu'il est réalisé sur le même échantillon que les essais HGN1 et HGN2.

Après la phase de séchage de l'essai HGN2, l'échantillon a été resaturé. Ensuite, le drainage a été réalisé par palier en ouvrant et refermant les robinets alternativement. Le volume d'eau sortant à chaque palier est de  $300 \text{ cm}^3$  environ. Les évolutions de la pression et de la teneur en

eau volumique sont respectivement présentées sur la Figure IV-16 et la Figure IV-17. Sept paliers ont été réalisés au début ( $t = 0 - 10$  h). Ensuite, les robinets ont été refermés pendant 2 jours. Finalement, l'essai est terminé par cinq autres paliers ( $t = 70 - 100$  h).



**Figure IV-16 : Essai HGN3 – Pression en fonction du temps**



**Figure IV-17 : Essai HGN3 – Teneur en eau volumique en fonction du temps**



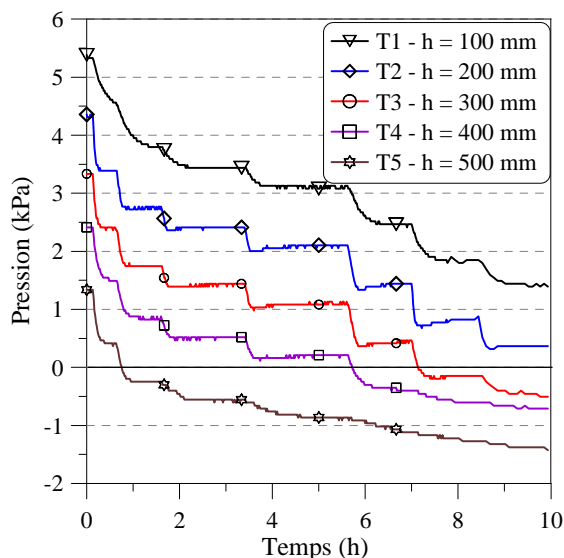


Figure IV-18 : Essai HGN3 – Pression en fonction du temps de 0 à 10h

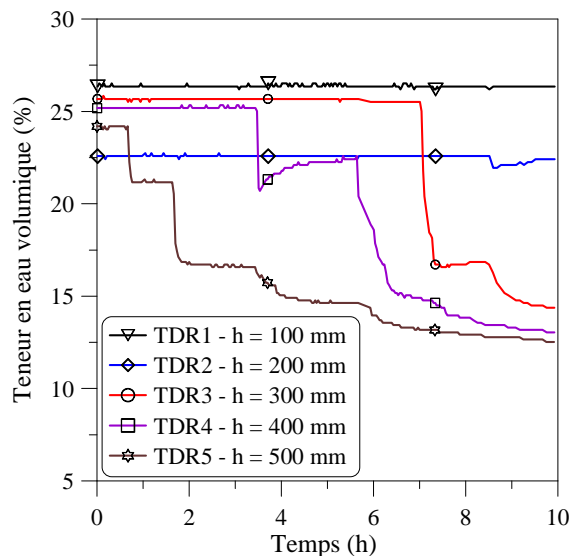


Figure IV-19 : Essai HGN3 – Teneur en eau volumique en fonction du temps de 0 à 10h

Les Figure IV-18 et Figure IV-19 présentent les résultats correspondant aux premiers paliers ( $t = 0 - 10$  h). A partir de la pression (Figure IV-18), on peut estimer le niveau d'eau dans la colonne d'infiltration. A  $t = 0$  h, les pressions à  $h = 100, 200, 300, 400$ , et  $500$  mm sont respectivement de  $5,4 ; 4,4 ; 3,3 ; 2,4$  et  $1,3$  kPa. Le niveau d'eau se situait donc à  $40$  mm au dessus de la surface de l'échantillon. A la fin du premier palier ( $t = 0,5$  h), ces valeurs sont respectivement de  $4,5 ; 3,4 ; 2,4 ; 1,5$  et  $0,4$  kPa. C'est-à-dire que le niveau d'eau a baissé de  $90$  mm. Ce niveau correspondant à  $h = 550$  mm. La teneur en eau volumique aux niveaux inférieurs reste donc constante après le premier palier de drainage.

A la fin de chaque palier, quand les robinets sont fermés, on peut observer que la pression d'eau des niveaux en dessous de la surface d'eau augmente légèrement tandis que celle au dessus de la surface d'eau continue à baisser. Par exemple, au palier 4 ( $t = 4 - 6$  h), la pression aux niveaux  $h = 100, 200, 300, 400, 500$  mm sont respectivement de  $3,2 ; 2,0 ; 1,0 ; 0,16$  et  $-0,7$  kPa. Cela correspond à un niveau d'eau de  $h = 41,6$  mm. La teneur en eau volumique à  $h = 400$  mm est diminuée rapidement de  $25,2$  % à  $20,9$  % au début du palier ( $t = 4$  h). Elle est remontée à  $22,6$  % à la fin du palier quand les robinets sont fermés ( $t = 6$  h). Ces phénomènes montrent que l'écoulement à l'intérieur de l'échantillon continue même quand les robinets sont fermés. La durée de chaque palier de quelques heures n'est pas assez longue pour atteindre l'équilibre hydrique.

Au temps  $t = 10$  h la pression d'eau aux niveaux  $h = 100, 200, 300, 400$ , et  $500$  mm est respectivement de  $1,4 ; 0,4 ; -0,5 ; -0,7$  ; et  $-1,4$  kPa, et la teneur en eau respectivement de

26,7 ; 22,4 ; 14,4 ; 13,0 ; 12,5 %. Les robinets ont été maintenus fermés jusqu'au  $t = 65$  h. Les pressions à ces niveaux sont respectivement de 1,5 ; 0,5 ; -0,5 ; -1,27 ; -2,2 kPa et la teneur en eau volumique sont respectivement de 26,7 ; 22,6 ; 14,0 ; 11,3 ; 11,1%.

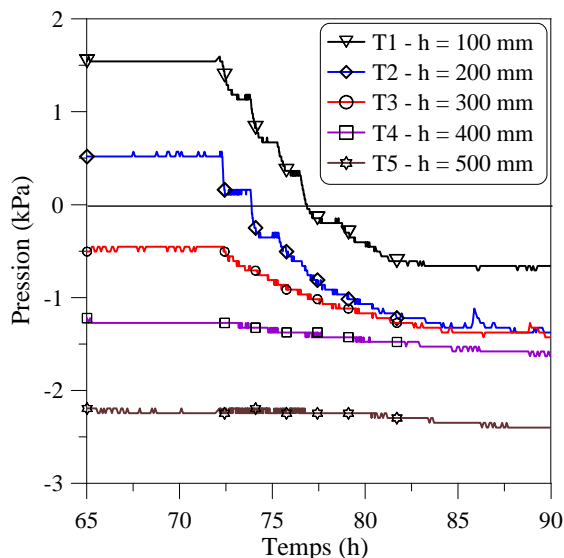


Figure IV-20 : Essai HGN3 – Pression en fonction du temps de 65 à 90h

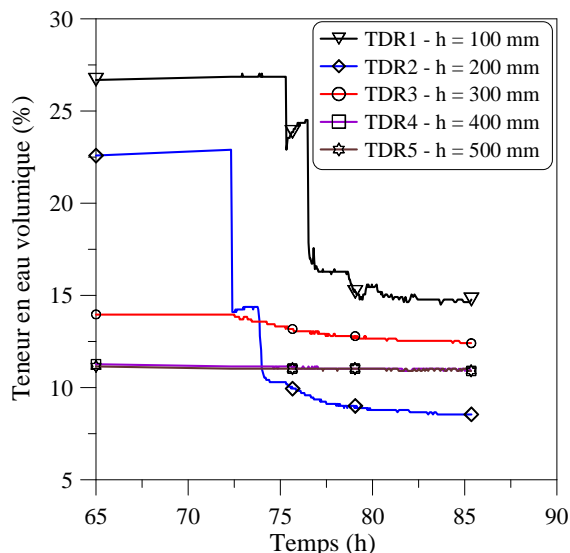


Figure IV-21 : Essai HGN3 – Teneur en eau volumique en fonction du temps de 65 à 90h

Les résultats obtenus pour les cinq derniers paliers ( $t = 65 - 90$  h) sont présentés sur la Figure IV-20 et la Figure IV-21. On observe que la variation de la pression et de la teneur en eau est d'autant plus importante que le niveau est bas. Les mesures au niveau  $h = 500$  mm restent quasi constantes pendant cette période.

### IV.2.2 Détermination de la courbe de rétention d'eau

A partir des mesures simultanées de pression et de teneur en eau volumique à différents niveaux dans la colonne d'infiltration, on peut déterminer la relation entre la succion et la teneur en eau volumique (courbe de rétention d'eau) du sol.

Les résultats obtenus à partir de l'essai HGN1 sont présentés sur la Figure IV-22. On constate que la courbe obtenue à partir des mesures au niveau  $h = 200$  mm est significativement différente par rapport aux autres. Pour les autres courbes, elles sont plutôt similaires pour les succions supérieures à 0,3 kPa. En dessous de cette succion, les résultats sont assez dispersés.

Les résultats obtenus à partir de l'essai HGN2 sont présentés sur la Figure IV-23. Comme dans le cas de l'essai HGN1, à l'exception de la courbe obtenue au niveau  $h = 200$  mm, les autres courbes sont similaires pour les succions supérieures à 0,3 kPa.

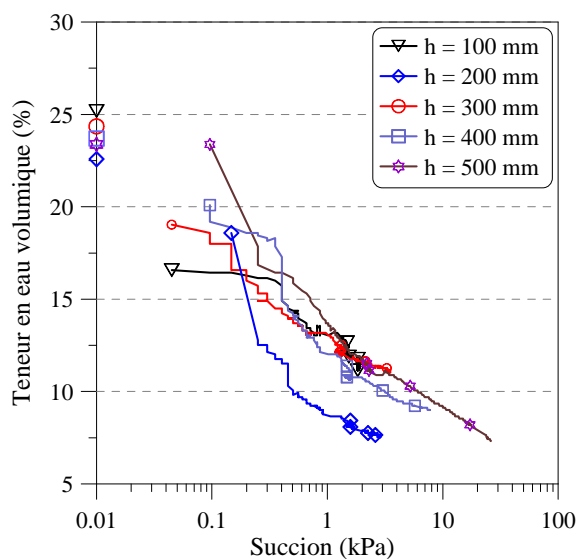


Figure IV-22 : Essai HGN1 – Courbe de rétention d'eau

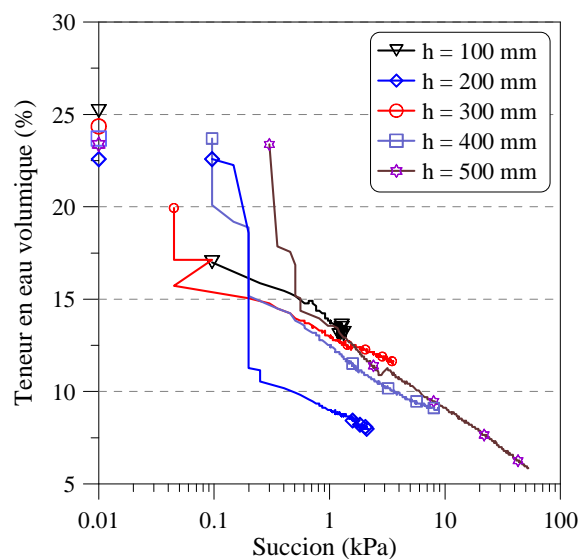


Figure IV-23 : Essai HGN2 – Courbe de rétention d'eau

Les résultats obtenus à partir de l'essai HGN3 sont présentés sur la Figure IV-24. Notons que cet essai est focalisé sur les faibles succions. On observe toujours que les courbes sont similaires pour une succion supérieure à 0,3 kPa.

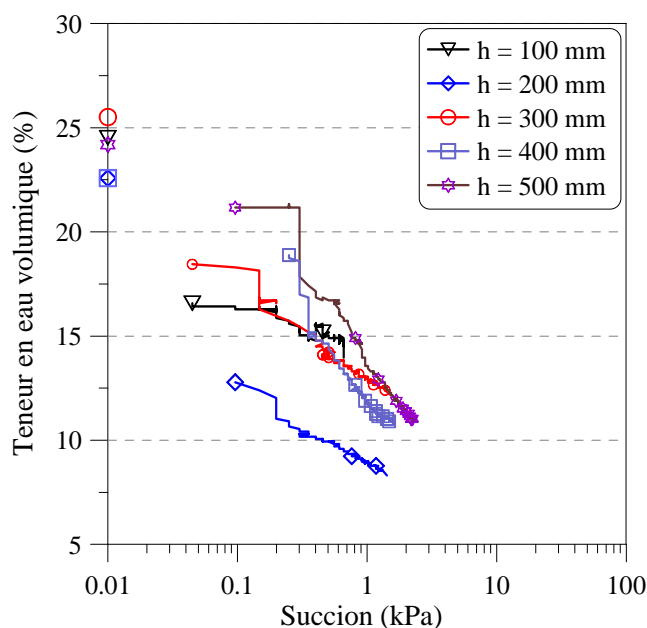


Figure IV-24 : Essai HGN3 – Courbe de rétention d'eau

Les figures de Figure IV-25 à Figure IV-29 présentent les résultats obtenus pour chaque niveau à partir des trois essais. On constate d'abord que les résultats obtenus des trois essais sont identiques pour chaque niveau. On peut donc conclure que la dispersion des résultats observés précédemment est liée principalement à l'hétérogénéité de l'éprouvette du sol.

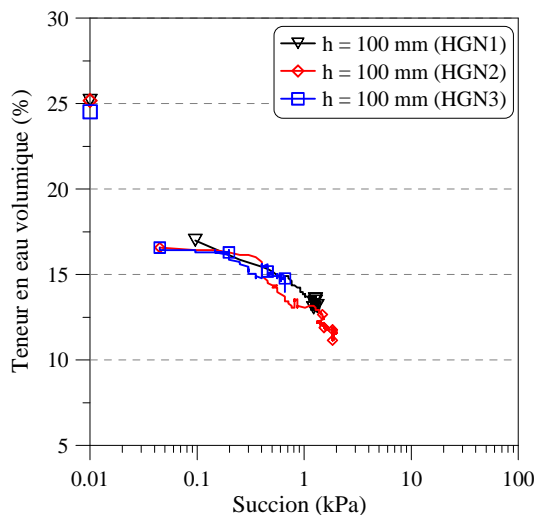


Figure IV-25 : Courbe de rétention d'eau à  $h = 100$  mm

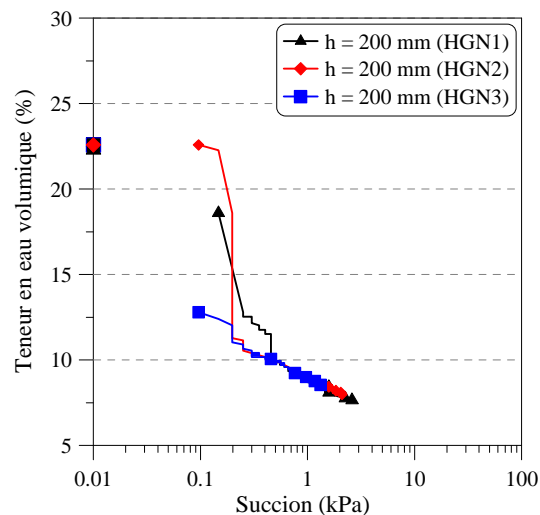


Figure IV-26 : Courbe de rétention d'eau à  $h = 200$  mm

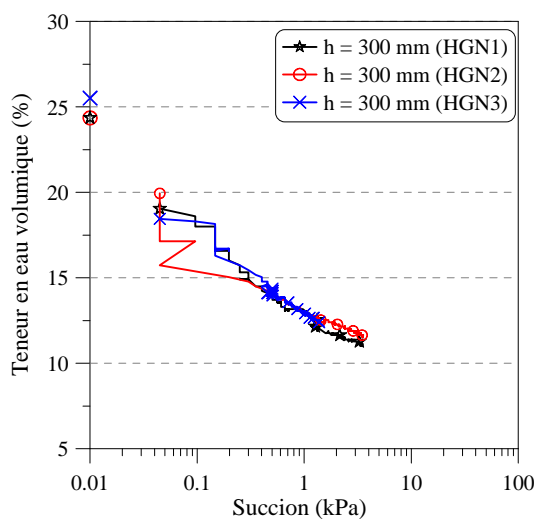


Figure IV-27 : Courbe de rétention d'eau à  $h = 300$  mm

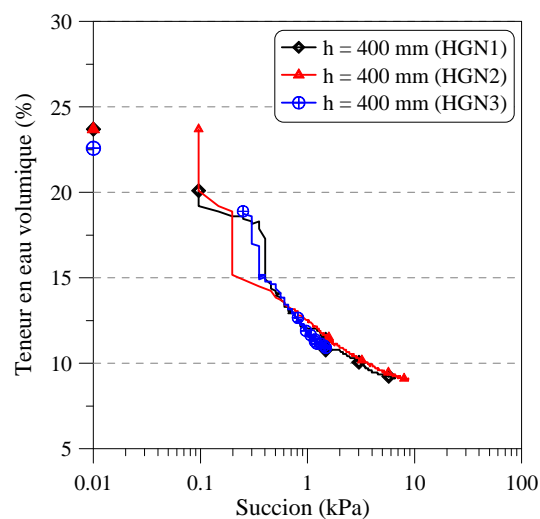


Figure IV-28 : Courbe de rétention d'eau à  $h = 400$  mm

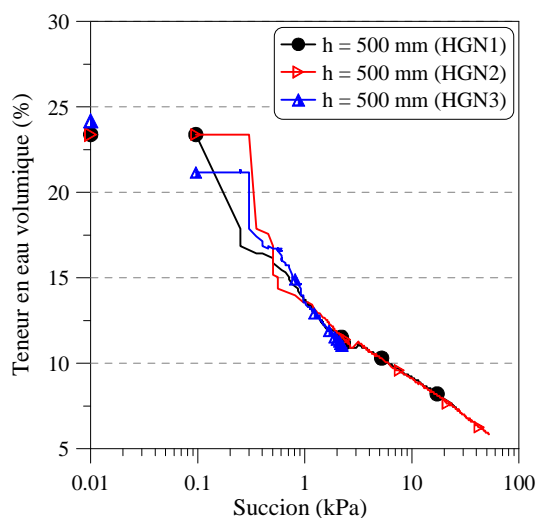
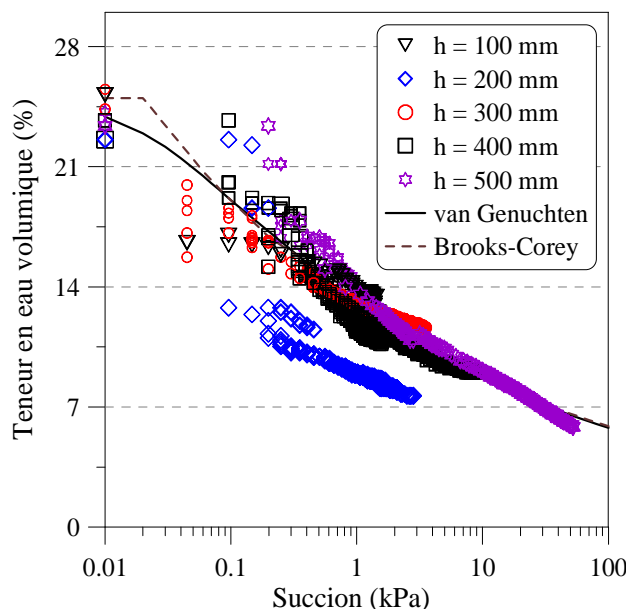


Figure IV-29 : Courbe de rétention d'eau à  $h = 500$  mm

Les courbes de rétention d'eau à la hauteur  $h = 200$  mm sont assez différentes de celles aux autres hauteurs. Parmi les trois essais, l'essai HGN2 présente les courbes de rétention d'eau qui se répartissent sur une gamme de succion la plus large jusqu'à 52,5 kPa ; l'essai HGN3 présente en revanche les courbes de rétention d'eau sur une gamme plus petite. En imposant la teneur en eau à l'état saturé calculée  $\theta_s = 25,0$  %, les modèles de van Genuchten et de Brooks-Corey sont donc calés sur les points expérimentaux correspondant à la succion supérieure à 0,3 kPa des trois essais HGN1, HGN2 et HGN3 pour chercher une courbe de rétention d'eau commune pour l'échantillon. La Figure IV-30 présente les modèles de van Genuchten et de Brooks-Corey sur les points expérimentaux des trois essais. On trouve que ces modèles sont en bon accord avec les résultats expérimentaux pour la succion supérieure à 0,3 kPa. Pour la succion inférieure à 0,3 kPa, une dispersion expérimentale est observée. Cela peut être relié à la précision des capteurs.



**Figure IV-30 : Courbe de rétention d'eau utilisant les modèles de van Genuchten et de Brooks-Corey**

Les paramètres des modèles trouvés sont présentés dans le Tableau IV-1.

**Tableau IV-1 : Paramètres des modèles de van Genuchten et Brooks-Corey**

Modèle	Formule	Paramètre
van Genuchten	$\theta = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{\left[1 + (\alpha h)^n\right]^m}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Teneur en eau volumique saturé : <math>\theta_s = 25,0\%</math></li> <li>- Teneur en eau volumique résiduelle : <math>\theta_r = 0\%</math></li> <li>- Constants : <math>\alpha = 4</math> ; <math>n = 1,17</math> ; <math>m = 0,15</math></li> </ul>
Brooks-Corey	$\theta = \theta_s \quad \text{si } s < s_a$ $\theta = \theta_s \left(\frac{s_a}{s}\right)^\lambda \quad \text{si } s \geq s_a$	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Teneur en eau volumique saturé : <math>\theta_s = 25,0\%</math></li> <li>- Pression d'entrée d'air : <math>s_a = 0,02</math> kPa</li> <li>- Constant : <math>\lambda = 0,17</math></li> </ul>

### IV.2.3 Détermination de la conductivité hydraulique

Les mesures simultanées de succion et de teneur en eau volumique à différents niveaux de la colonne d'infiltration pendant les phases de séchage permettent de déterminer la conductivité hydraulique à l'état non saturé selon la méthode des profils instantanés (voir I.2.3.3).

La Figure IV-31 présente les valeurs isochrones de la succion obtenues pendant la phase de séchage de l'essai HGN1. Au début ( $t = 0$ ), la succion dans le sol est très faible (inférieure à 2 kPa). Pendant le séchage, la succion dans les zones proches de la surface augmente dans le temps.

La tangente à une courbe isochrone de succion permet de déterminer le gradient hydraulique ( $i = \partial s / \partial z$ ). On présente à titre d'exemple sur la Figure IV-31 deux tangentes aux isochrones ( $h = 500$  mm) qui permettent de définir un gradient moyen entre les instants de temps  $t = 48$  h et  $t = 96$  h.

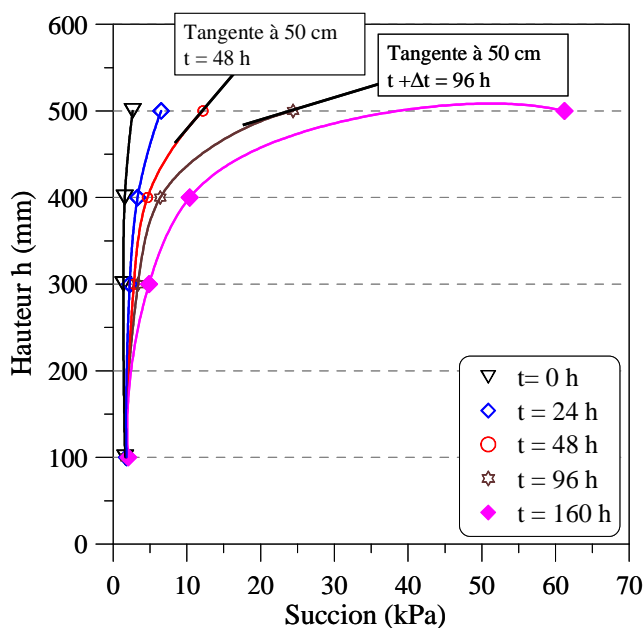


Figure IV-31 : Essai HGN1 – Isochrones de succion

Les courbes isochrones de teneur en eau correspondante sont présentées sur la Figure IV-32. Ces valeurs ont été obtenues par les mesures des sondes TDR. Les teneurs en eau volumiques calculées à partir des mesures de succion en utilisant la courbe de rétention d'eau déterminée précédemment (Figure IV-30) sont présentées sur la Figure IV-33.

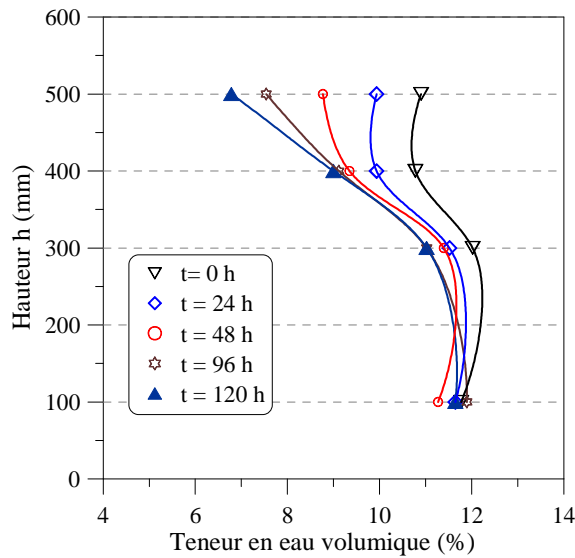


Figure IV-32 : Essai HGN1 – Isochrones de teneur en eau mesurée

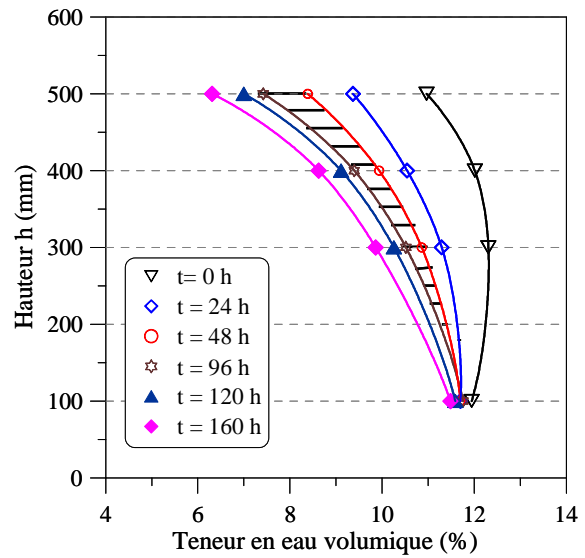


Figure IV-33 : Essai HGN1 – Isochrones de teneur en eau calculée utilisant le modèle de van Genuchten

Le calcul de la conductivité hydraulique non saturée a été réalisé en utilisant la teneur en eau calculée, ce qui permet de s'affranchir de l'effet de l'hétérogénéité de l'échantillon. Pendant le séchage, les robinets de l'embase inférieure ayant été fermés, la teneur en eau au niveau  $h = 100$  mm est constante. On suppose donc que le flux d'eau traversant ce niveau est nul. Le volume d'eau traversant une surface quelconque pendant deux moments différents peut être alors déterminé par les isochrones de la teneur en eau. Par exemple, l'aire délimitée par deux isochrones voisines (la surface hachurée sur la Figure IV-33) représente le volume d'eau qui a traversé le niveau  $h = 500$  mm entre les deux temps considérés ( $t = 48$  h et  $t = 96$  h). Ce volume permet ensuite de déterminer le débit  $q$  selon l'Eq. (I.24).

La conductivité hydraulique du sol non saturé est calculée à trois sections différentes ( $h = 400$  ;  $450$  et  $500$  mm) entre les temps différents. La Figure IV-34 présente la relation entre la conductivité hydraulique du sol à la densité  $\rho_d = 2,01$  Mg/m<sup>3</sup> en fonction de la succion. Le résultat montre que la conductivité hydraulique diminue lorsque la succion augmente.



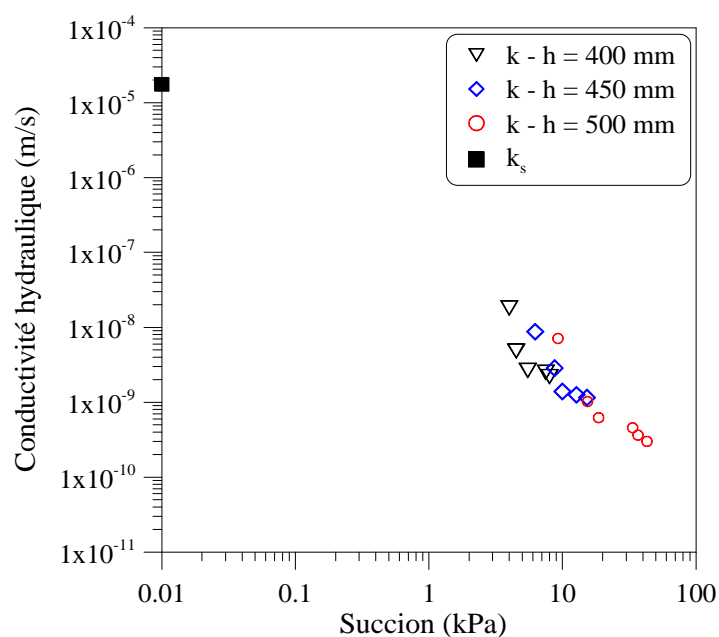


Figure IV-34 : Essai HGN1 – Conductivité hydraulique en fonction de succion

Les isochrones de la succion sont présentées sur la Figure IV-35 pour la phase de séchage de l'essai HGN2. Au niveau  $h = 100$  mm, on n'observe pas de variations comme dans le cas de l'essai HGN1.

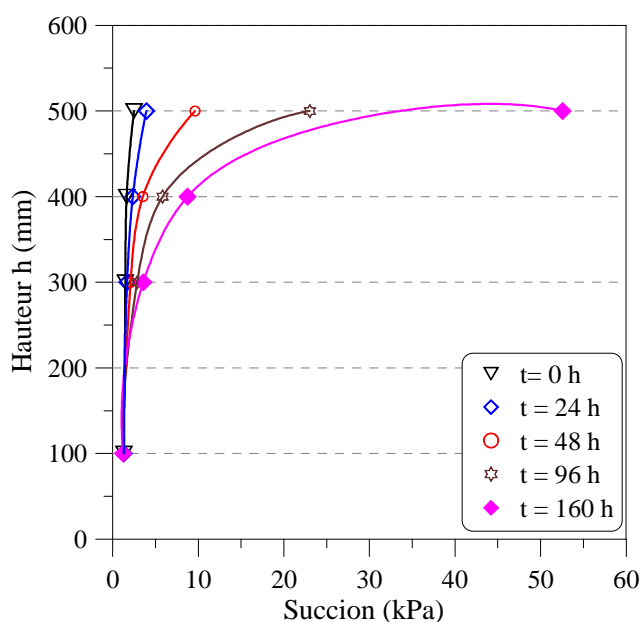


Figure IV-35 : Essai HGN2 – Isochrones de succion

Les isochrones de la teneur en eau mesurée par les sondes TDR sont présentées sur la Figure IV-36 pour la phase de séchage de l'essai HGN2. La Figure IV-37 présente les isochrones de la teneur en eau calculée à partir de la courbe de rétention d'eau et des mesures de succion. On remarque aussi que la teneur en eau à  $h = 100$  mm ne varie pas. Aux niveaux supérieurs,

la teneur en eau diminue en fonction du temps. Ces isochrones permettent de déterminer le volume d'eau passant à différents pas de temps à travers une section donnée.

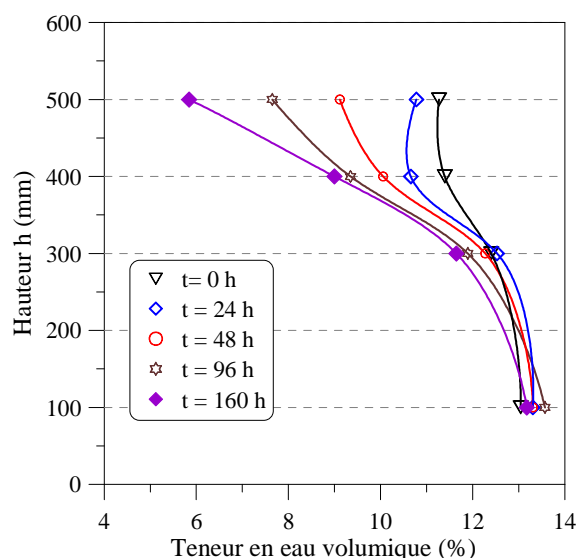


Figure IV-36 : Essai HGN2 – Isochrones de teneur en eau (valeurs mesurées)

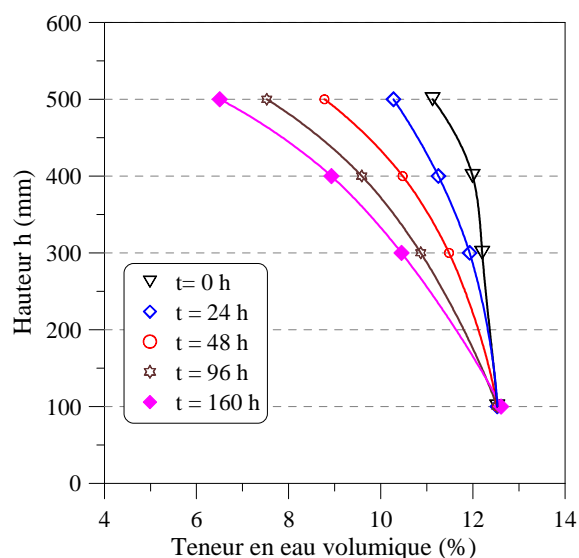


Figure IV-37 : Essai HGN2 – Isochrones de teneur en eau calculée utilisant le modèle de van Genuchten

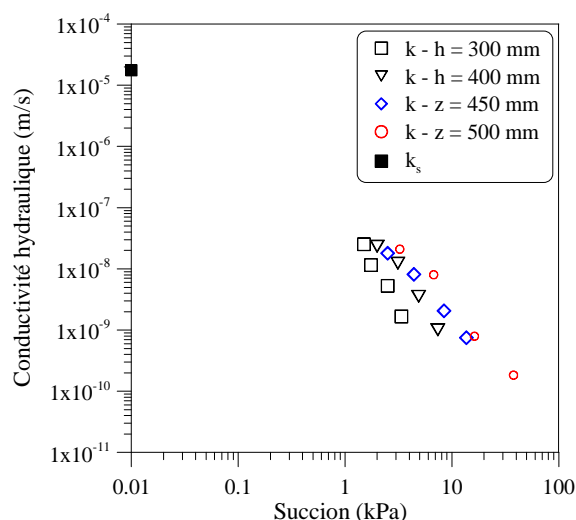


Figure IV-38 : Essai HGN2 – Conductivité hydraulique en fonction de la succion

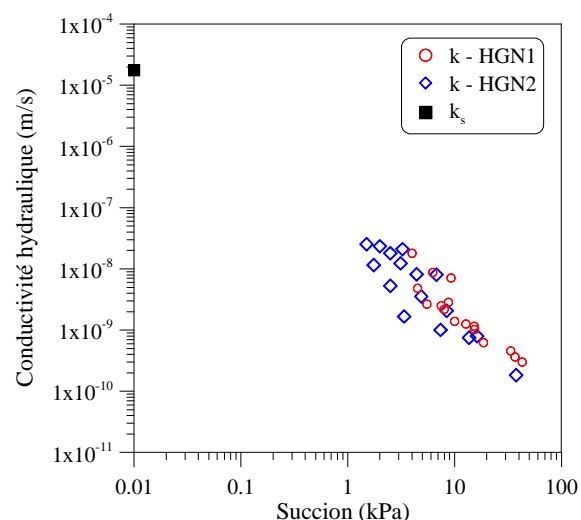


Figure IV-39 : Comparaison de la conductivité hydraulique de deux essais HGN1 et HGN2

La Figure IV-38 présente la relation entre la conductivité hydraulique calculée à quatre niveaux  $h = 300, 400, 450$  et  $500$  mm en fonction de la succion. Le résultat montre que la conductivité hydraulique diminue lors de l'augmentation de la succion.

La Figure IV-39 compare les résultats des essais HGN1 et HGN2. On remarque que les résultats obtenus à partir de ces deux essais sont similaires.

D'après Côté & Konrad (2003) et Ekblad & Isacsson (2007), le modèle de Brooks-Corey Eq.(IV-1) et celui de van Genuchten Eq.(IV-2) sont les plus utilisés pour déterminer la perméabilité des sols grossiers.

$$k = k_s \left( \frac{s_a}{s} \right)^{2+3l} \quad (\text{IV-1})$$

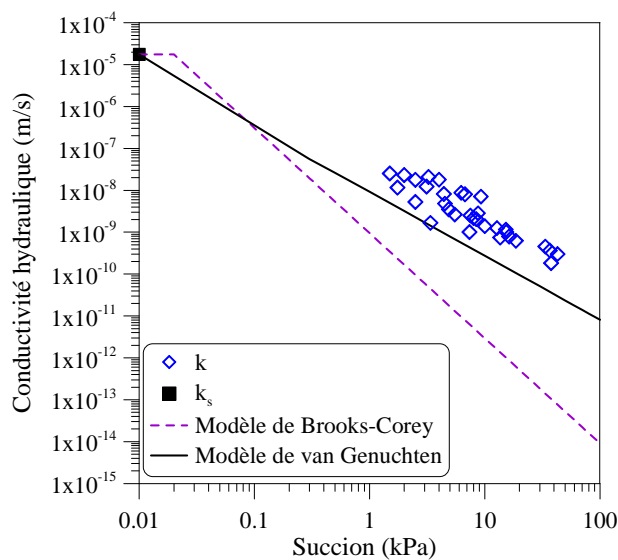
$$k = k_s \cdot \Theta^2 \cdot [1 - (1 - \Theta^{1/m})^m]$$

$$\text{avec } \Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (\text{IV-2})$$

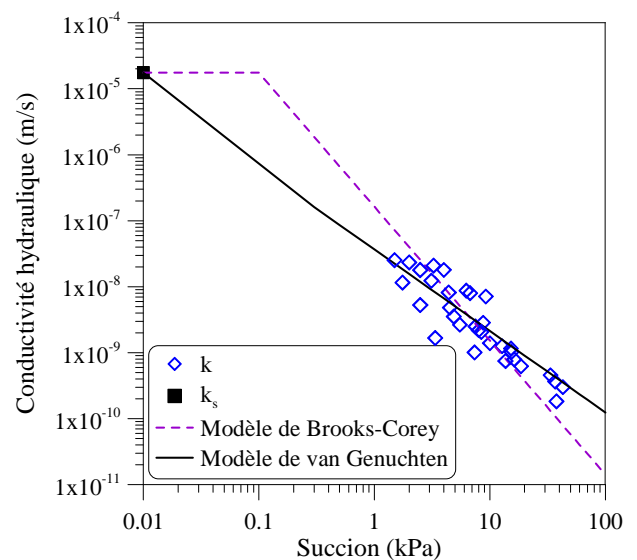
Où :  $l$ ,  $m$  sont les paramètres des modèles,

$S_a$  est la pression d'entrée d'air,

$\theta_r$ ,  $\theta_s$  sont respectivement les teneurs en eau volumiques résiduelle et saturée.



**Figure IV-40 : Comparaison entre les valeurs expérimentales et les modèles**



**Figure IV-41 : Modèles de Brooks-Corey et de van Genuchten après les corrections des paramètres**

La Figure IV-40 présente les modèles de Brooks-Corey et de van Genuchten en utilisant les mêmes paramètres déduits de la courbe de rétention d'eau (Tableau IV-1). On trouve que le modèle de van Genuchten est plus proche des valeurs expérimentales que celui de Brooks-Corey. Pourtant, les valeurs de deux modèles sont toujours plus petites que celles mesurées.

La modification des paramètres (Tableau IV-2) des modèles par rapport à ceux déduits de la courbe de rétention d'eau permet d'obtenir le résultat présenté sur la Figure IV-41.

**Tableau IV-2 : Correction des paramètres des modèles de Brooks-Corey et de van Genuchten**

Modèle	Courbe de rétention d'eau	Conductivité hydraulique
Brooks-Corey	$s_a = 0,02 \text{ kPa}$ $\lambda = 0,17$	$s_a = 0,1 \text{ kPa}$ $\lambda = 0,01$
van Genuchten	$\theta_s = 0,25$ $\theta_r = 0$ $m = 0,15$	$\theta_s = 0,25$ $\theta_r = 0$ $m = 0,2$

Le Tableau IV-2 montre que les deux paramètres du modèle de Brooks-Corey ont été changés tandis que pour le modèle de Van Genuchten, seul le paramètre de  $m$  est modifié pour caler le modèle.

### IV.3 Conductivité hydraulique du sol saturé en fonction de la densité

Afin d'étudier la variation de la conductivité hydraulique du sol intermédiaire due à la déformation liée au chargement ferroviaire, sur la grande colonne d'infiltration, le comportement hydraulique du sol intermédiaire prélevé sur le site de Sénissiat a été étudié à différentes densités.

L'essai hydraulique sur le grand moule à l'état saturé (HGS1) a utilisé la presse triaxiale de 500 kN pour comprimer l'échantillon en cinq paliers. La conductivité hydraulique à l'état saturé a été mesurée à chaque palier. Afin de calculer précisément la densité de l'échantillon, l'échantillon a été sorti après le premier palier de chargement pour vérifier la hauteur de l'échantillon.

L'évolution de la masse volumique sèche de l'éprouvette en fonction de la contrainte appliquée est présentée sur la Figure IV-42. Cette évolution est calculée à partir du déplacement du piston de quatre paliers (Figure III-28).

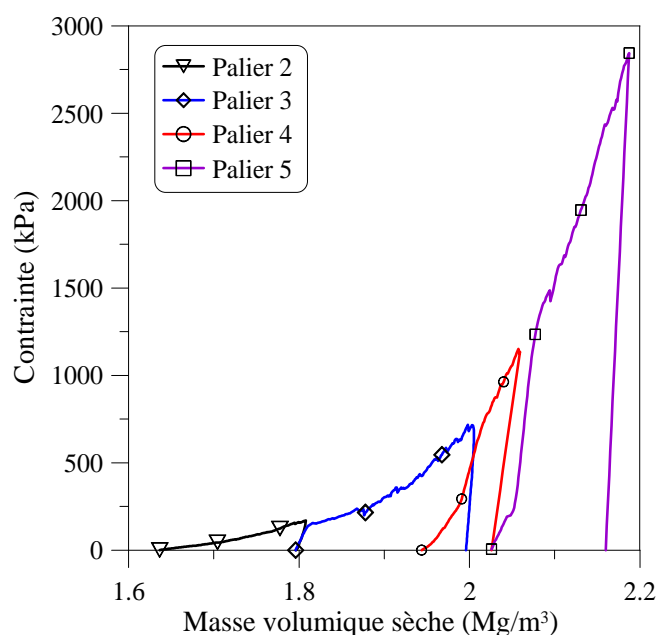


Figure IV-42 : Essai HGS1 – Masse volumique sèche en fonction de la force appliquée

La conductivité hydraulique est mesurée à la fin de chaque palier de chargement en injectant de l'eau par l'embase inférieure de la cellule à une pression constante de 4 kPa. Le volume d'eau injecté est noté. La Figure IV-43 présente les résultats obtenus pour les paliers de 2 à 5. Ces résultats ont été ensuite utilisés pour calculer la conductivité hydraulique.

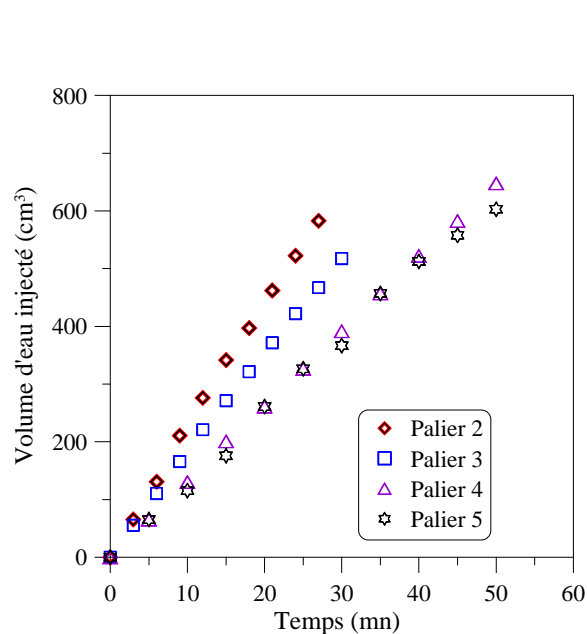


Figure IV-43 : Essai HGS1 – Volume d'eau injecté en fonction du temps pour les paliers 2, 3, 4 et 5

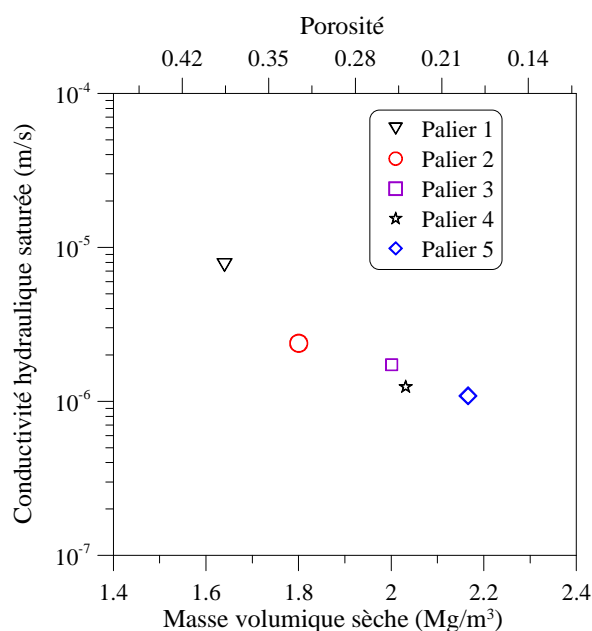
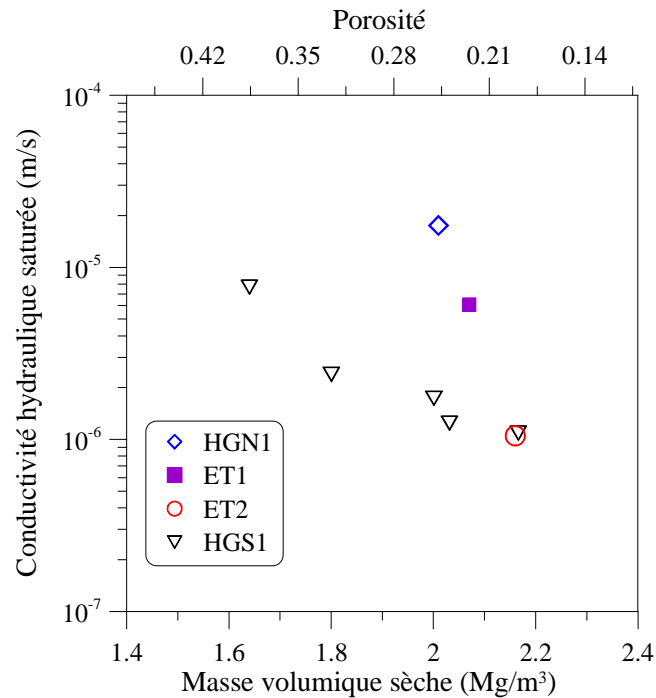


Figure IV-44 : Essai HGS1 – Conductivité hydraulique saturée en fonction de la densité

La Figure IV-44 présente la conductivité hydraulique en fonction de la densité et de la porosité obtenue à partir de l'essai HGS1. On trouve que la conductivité hydraulique diminue

lorsque la densité augmente et que la variation de la conductivité hydraulique entre deux paliers est importante quand la densité est faible et relativement petite lorsque celle-ci est grande.

Sur la Figure IV-45 sont présentés les résultats des autres essais réalisés (HGN1 sur la colonne d'infiltration de diamètre de 300 mm et ET1, ET2 sur le moule de compression de diamètre de 300 mm). On observe que les résultats obtenus sur différents échantillons sont significativement différents. La dispersion entre les essais peut être liée à la répartition des fines entre les grands cailloux, à l'effet de paroi et à la méthode de compactage. En effet, si la répartition des grains n'est pas régulière et les grands cailloux sont mis au bord du moule, la perméabilité sera plus grande.



**Figure IV-45 : Conductivité hydraulique saturée en fonction de la masse volumique sèche**

Plusieurs modèles de conductivité hydraulique ont été proposés. Parmi eux, le modèle de Hazen (1982) (Eq.(IV-3)) et celui de Kozeny-Carman (Eq.(IV-4)) basés sur la porosité ( $n$ ) et le diamètre effectif des grains ( $d_{10}$ ) sont souvent utilisés.

$$k = \frac{g}{v} \cdot 6.10^{-4} \cdot [1 + 10 \cdot (n - 0,26)] \cdot d_{10}^2 \quad (\text{IV-3})$$

$$k = \frac{g}{v} \cdot 8,3.10^{-3} \cdot \left[ \frac{n^3}{(1-n)^2} \right] \cdot d_{10}^2 \quad (\text{IV-4})$$

Où  $k$  est la conductivité hydraulique (m/s) ;

$g$  est l'accélération de la gravité ( $\text{m/s}^2$ ) ;

$\nu$  est la viscosité dynamique de l'eau ( $\nu = 1,005.10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ) ;

$n$  est la porosité ;

$d_{10}$  est le diamètre effectif du grain (m).

En se basant sur de nombreux essais réalisés sur des sols grossiers utilisés en chaussée, Moulton (1980) a proposé une relation empirique pour déterminer la conductivité hydraulique saturée, faisant intervenir le diamètre effectif des grains ( $d_{10}$ ), la porosité ( $n$ ) et la teneur en fines ( $d < 0,075 \text{ mm}$ ) (Eq. IV-5).

$$k = \frac{6,214.10^5 \cdot (d_{10})^{1,478} \cdot n^{6,654}}{(P_{200})^{0,597}} \cdot 3,529.10^{-6} \text{ (m/s)} \quad \text{(IV-5)}$$

Où :  $P_{200}$  est le pourcentage des fines inférieures à 0,075 mm,

$d_{10}$  est le diamètre effectif du grain (mm).

Ces trois modèles sont comparés avec les points expérimentaux obtenus sur la Figure IV-46. On observe que le modèle de Hazen (1982) et celui de Kozeny-Carman donnent des valeurs plus petites que les valeurs expérimentales. En revanche, le modèle de Moulton permet d'obtenir des valeurs similaires à celles expérimentales à la densité de  $1,9 \text{ Mg/m}^3$ . Ces valeurs de calcul sont plus faibles que les valeurs expérimentales à la densité plus élevée.

Ces trois modèles montrent une diminution rapide de la conductivité hydraulique dans la zone de densités importantes. Le modèle de Hazen présente même une valeur négative quand la porosité est inférieure à 0,16 (voir Eq. IV-3), ce qui montre sa limite quant à son utilisation pour le sol intermédiaire en place qui présente une porosité de 0,11.

Comme les modèles ne permettent pas de caler les valeurs expérimentales, une courbe de régression est tracée en se basant sur les résultats expérimentaux (Figure IV-47). A partir de cette courbe, on peut déduire la conductivité hydraulique de la couche intermédiaire sur le site de Sénissiat correspondant à la densité sèche de  $2,39 \text{ Mg/m}^3$  :  $2,2.10^{-7} \text{ m/s}$ .



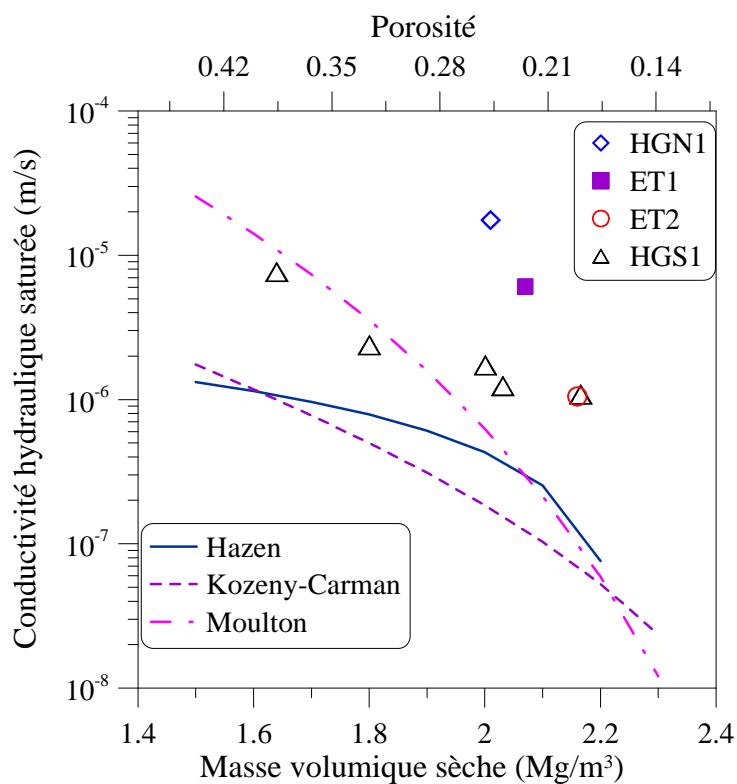


Figure IV-46 : Comparaison entre les modèles de Hazen, Kozeny-Carman, Moulton et les points expérimentaux

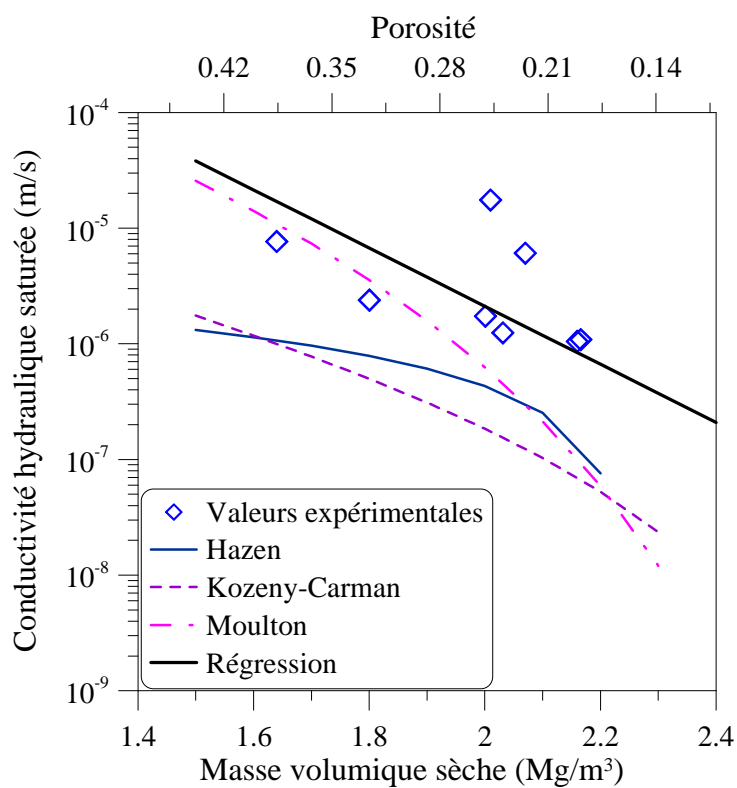


Figure IV-47 : Courbe de régression de la conductivité hydraulique saturée

## IV.4 Conductivité hydraulique non saturée du sol intermédiaire écrêté à 2 mm

Plusieurs auteurs ont montré l'influence des fines (nature et pourcentage) contenues dans les sols grossiers sur le comportement mécanique et hydraulique de ces sols (Côté & Roy, 1998; Côté & Konrad, 2003; Siswosoebrotho *et al.*, 2005; Ekblad & Isacsson, 2007). Comme ce sont les fines qui définissent la succion dans le sol, donc le gradient hydrique, il paraît important d'étudier les propriétés hydrauliques de ces fines. Cette étude a été réalisée sur le sol intermédiaire écrêté à 2 mm. On commence par déterminer la courbe de rétention d'eau, et on réalise ensuite un essai hydraulique à l'aide de la petite colonne d'infiltration (HPN1) pour déterminer la conductivité hydraulique à l'état non saturé.

### IV.4.1 Détermination de la courbe de rétention d'eau

Dix échantillons ont été compactés à une masse volumique sèche de  $1,81 \text{ Mg/m}^3$  à différentes teneurs en eau. La succion a été ensuite mesurée par la méthode du papier filtre. Les modèles de van Genuchten et de Brook-Corey ont été calés sur les valeurs expérimentales. La Figure IV-48 présente les valeurs mesurées et les modèles de van Genuchten et de Brooks-Corey.

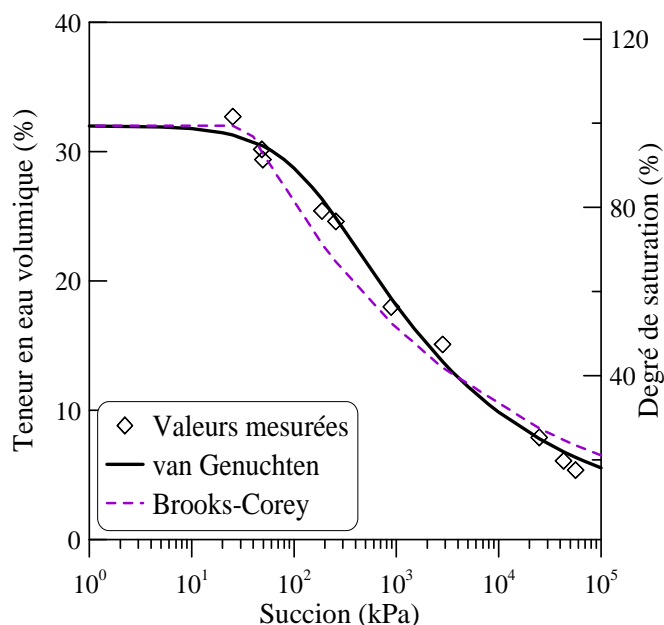


Figure IV-48 : Essai HPN1 - Courbe de rétention d'eau du sol intermédiaire écrêté à 2 mm

La courbe de rétention d'eau montre une pression d'entrée d'air d'environ 40 kPa.

Les paramètres des modèles sont présentés dans le Tableau IV-3.

Tableau IV-3 : Paramètres des modèles de van Genuchten et Brooks-Corey

Modèle	Formule	Paramètre
van Genuchten	$\theta = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{\left[1 + (\alpha h)^n\right]^m}$	$\theta_s = 32,0\%$ ; $\theta_r = 1,2\%$ $\alpha = 0,0007$ ; $n = 1,29$ ; $m = 0,23$
Brooks-Corey	$\theta = \theta_s \quad \text{si } s < s_a$ $\theta = \theta_s \left(\frac{s_a}{s}\right)^\lambda \quad \text{si } s \geq s_a$	$\theta_s = 32,0\%$ ; $s_a = 40 \text{ kPa}$ ; $\lambda = 0,17$

#### IV.4.2 Essai HPN1-Résultats obtenus

L'échantillon a été compacté directement dans la colonne d'infiltration. La densité sèche de compactage est de  $1,81 \text{ Mg/m}^3$  et la teneur en eau volumique est de 24,6% correspondant une teneur en eau massique imposée de 12%. Les tensiomètres ont été installés à cinq niveaux  $z = 40, 80, 120, 160$  et  $200 \text{ mm}$  du bas en haut sur la colonne. Lorsque les tensiomètres ont atteint leur valeur d'équilibre, l'essai commençait, en quatre phases : la phase de séchage 1 pendant 24h, la phase d'équilibre pendant 48h, la phase de remouillage pendant 72h et la phase de séchage 2 pendant 106 h. La Figure IV-49 présente l'ensemble des résultats obtenus qui se compose de quatre phases différentes : phase de séchage 1 (de 0 à 25 h), phase d'équilibre (de 25 à 72 h), phase de remouillage (de 72 à 144 h) et phase de séchage 2 (de 144 à 250 h).

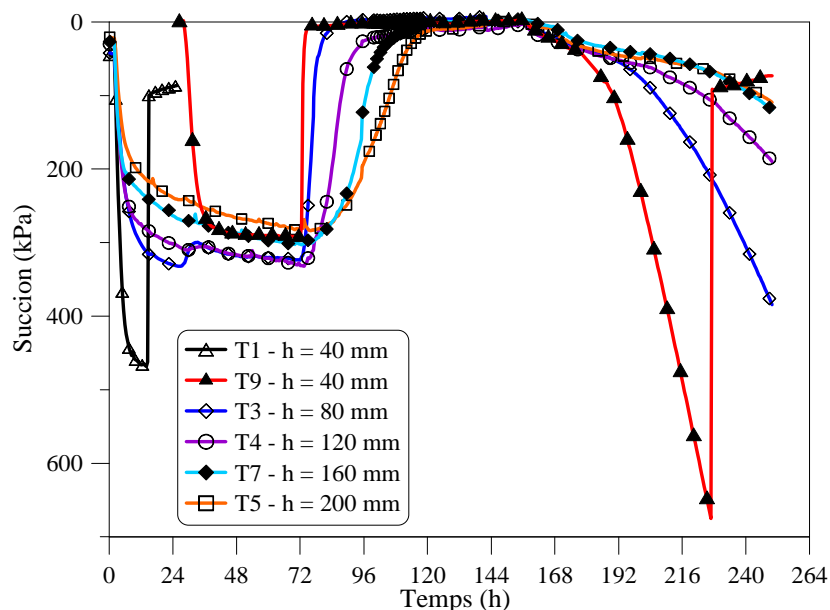


Figure IV-49 : Essai HPN1 – Succion en fonction du temps pendant les phases de séchage, d'équilibre et de remouillage

#### IV.4.2.1 Phase de séchage 1

La Figure IV-50 présente la succion obtenue après le compactage. Elle est respectivement de 45,0 ; 42,4 ; 30,1 ; 26,8 et 20,5 kPa pour  $h = 40, 80, 120, 160$  et  $200$  mm. Avec la teneur en eau volumique imposée de 24,6%, on peut déduire que la succion doit être égale à 300 kPa (Figure IV-48). On observe que cette succion est supérieure à celle mesurée par les tensiomètres dans la colonne. En effet, pendant l'installation des tensiomètres sur la colonne, une petite quantité d'eau a été ajoutée à la colonne pour faciliter le contact entre les tensiomètres et le sol (voir III.2.2.3), qui diminue la succion.

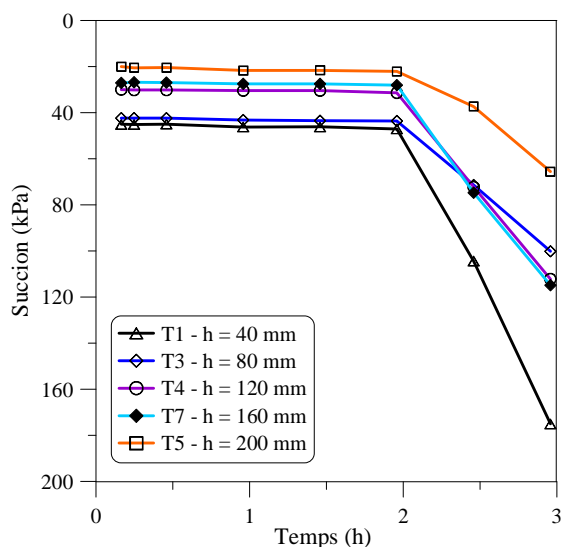


Figure IV-50 : Essai HPN1 – Succion en fonction du temps de 0 à 3h

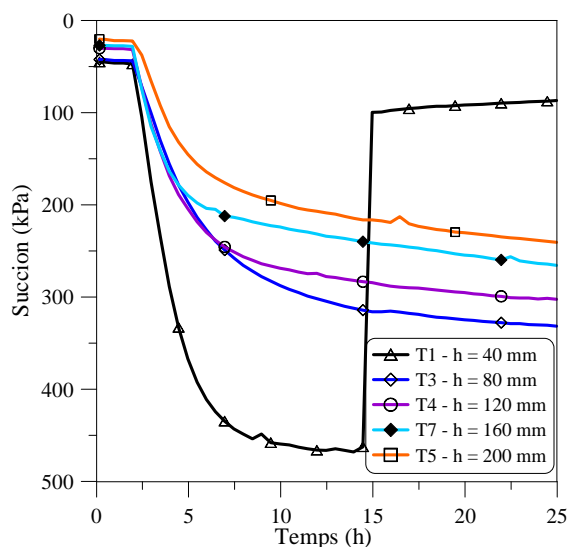
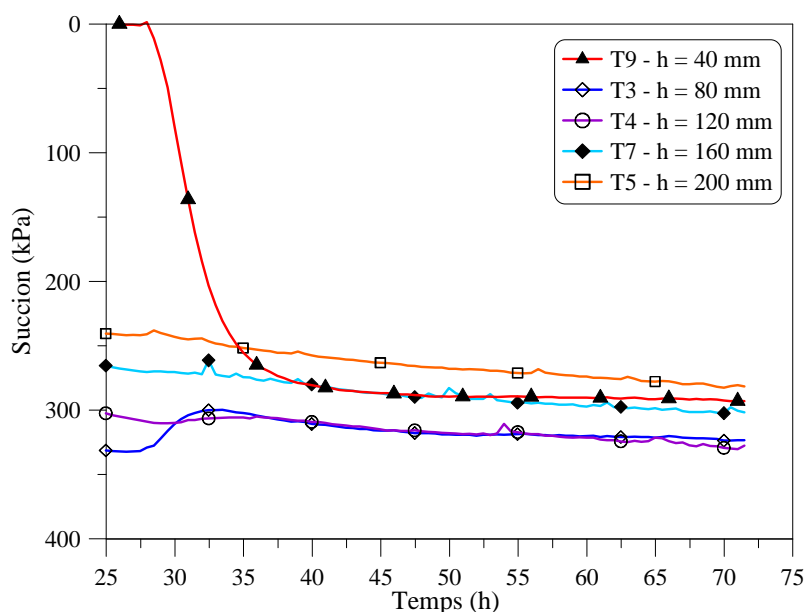


Figure IV-51 : Essai HPN1 – Succion en fonction du temps du 0 à 25h – Phase séchage 1

Après la phase d'équilibre, la phase séchage 1 a été effectuée par circulation de l'air dans l'embase inférieure de la colonne. La Figure IV-51 présente la succion en fonction du temps pendant cette phase. On observe une augmentation de la succion à tous les niveaux. Cette augmentation est d'autant plus importante que le niveau est bas (plus proche de la surface de séchage). Une cavitation du tensiomètre T1 a été observée à  $t = 15$  h. La cavitation est un phénomène d'entrée d'air dans la pierre poreuse du tensiomètre. Lors de la cavitation, la mesure de la succion par tensiomètre n'est plus correcte ; il faut le re-saturer pour le réutiliser. La phase de séchage s'est arrêtée à  $t = 25$  h. Tous les robinets de la colonne ont été alors fermés pour homogénéiser la teneur en eau de l'échantillon. Le tensiomètre T1 a été remplacé par le tensiomètre T9. A ce moment, les succions aux  $h = 80, 120, 160$  et  $200$  mm sont respectivement de 331,7 ; 303,9 ; 266,7 et 240,8 kPa.

**IV.4.2.2 Phase d'équilibre**

La Figure IV-52 montre l'évolution de la succion pendant la phase d'équilibre ( $t = 25 - 72$ h). Après installation, le tensiomètre T9 augmente de 0 à 270 kPa en 15 h. Suite à la fermeture des robinets, la succion au niveau  $h = 80$  mm diminue tandis que les suctions aux  $h = 120, 160, 200$  mm augmentent légèrement. Cette diminution de la succion au niveau  $h = 80$  mm est liée à l'installation du tensiomètre T9 au niveau  $h = 40$  mm qui nécessitait l'ajout d'une petite quantité d'eau. Au temps  $t = 72$ h, l'échantillon est considéré comme homogène avec une succion proche de 300 kPa.



**Figure IV-52 : Essai HPN1 – Succion en fonction du temps – Phase d'équilibre**

**IV.4.2.3 Phase de remouillage**

A partir de 72 h, l'eau est injectée dans l'embase inférieure de la colonne avec une pression constante de 10 kPa pour saturer l'échantillon. L'évolution de la succion en fonction du temps est présentée sur la Figure IV-53. Le résultat montre que la succion diminue progressivement dans la colonne. Le tensiomètre T9 ( $h = 40$  mm) atteint 0 kPa après quelques heures tandis que la succion à la surface en haut de l'échantillon atteint cette valeur après 48 heures.

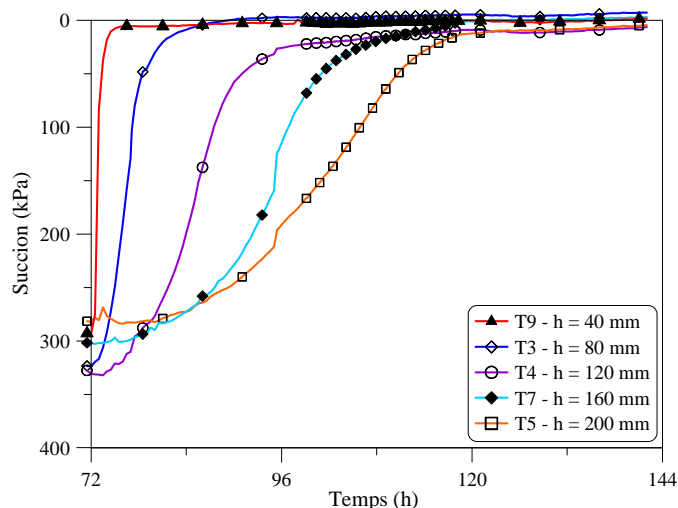


Figure IV-53 : Essai HPN1 – Succion en fonction du temps – Phase de remouillage

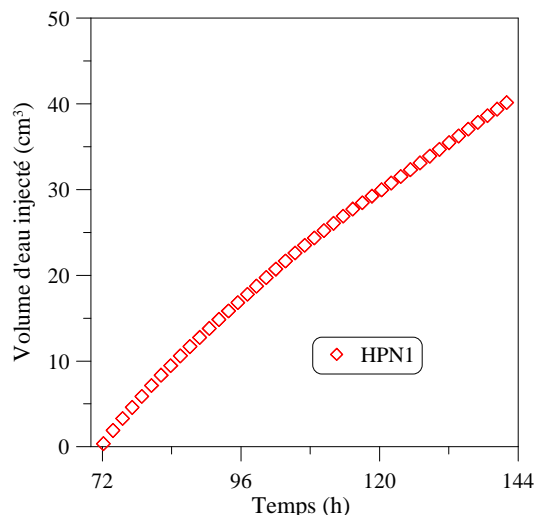


Figure IV-54 : Essai HPN1 – volume d'eau injecté en fonction du temps – Phase remouillage

Le volume d'eau injecté en fonction du temps pendant la phase de remouillage est présenté sur la Figure IV-54. On observe que la relation est presque linéaire. La conductivité hydraulique mesurée à l'état saturé est de  $k_s = 8,73 \cdot 10^{-8}$  m/s.

#### IV.4.2.4 Phase de séchage 2

Une fois la mesure de la conductivité hydraulique saturée réalisée, l'échantillon a été reséché conformément au protocole défini. La Figure IV-55 présente les évolutions de la succion dans la colonne. La phase de séchage 2 a été réalisée pendant 106 h. La succion commençait à augmenter après 15h. Le tensiomètre T9 ( $h = 40$  mm) a rencontré une cavitation à  $t = 226$  h après 82 h de séchage lorsque la succion a atteint de 675 kPa. Il est à noter que normalement, la succion croît plus vite en bas qu'en haut. Pourtant, deux tensiomètres aux niveaux  $h = 160$  mm et  $200$  mm augmentent avec la même vitesse (deux courbes sont très proches). A  $t = 226$  h, les suctions sont de 675, 212, 106, 67 et 68 kPa correspondant aux hauteurs  $h = 40, 80, 120, 160$  et  $200$  mm.

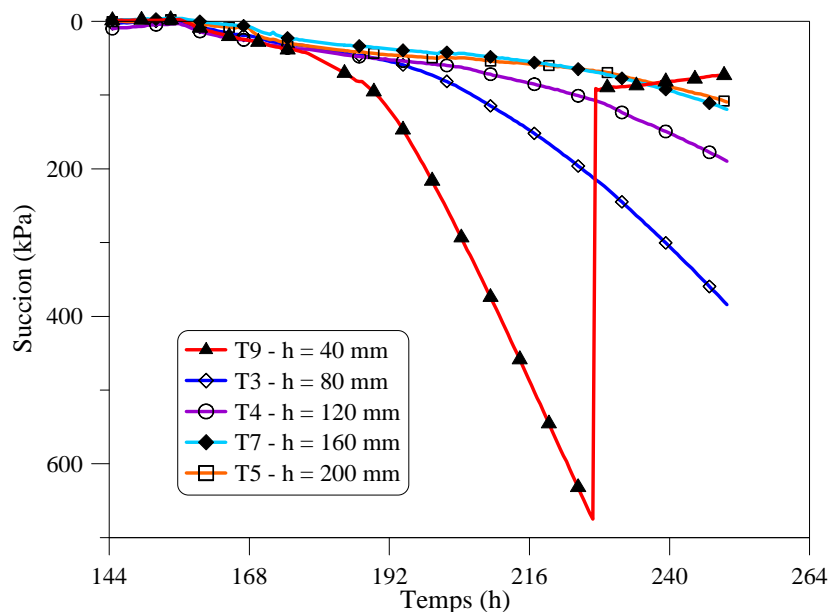


Figure IV-55 : HPN1 – Succion en fonction du temps pour la phase de séchage 2

#### IV.4.3 Détermination de la conductivité hydraulique

La Figure IV-56 montre les profils de succion durant la phase de remouillage de l'essai HPN1. Les isochrones de teneur en eau (Figure IV-57) sont déterminées à partir des profils de la succion et la courbe de rétention d'eau du sol intermédiaire écrêté à 2 mm (Figure IV-48).

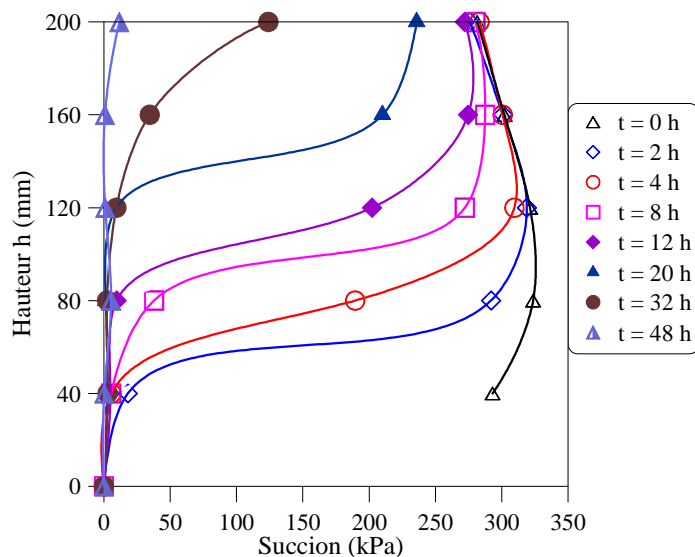


Figure IV-56 : Essai HPN1 – Isochrones de succion dans la phase de remouillage

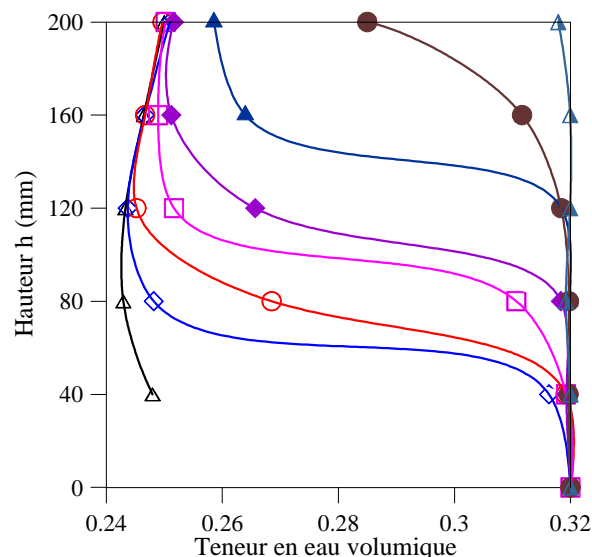


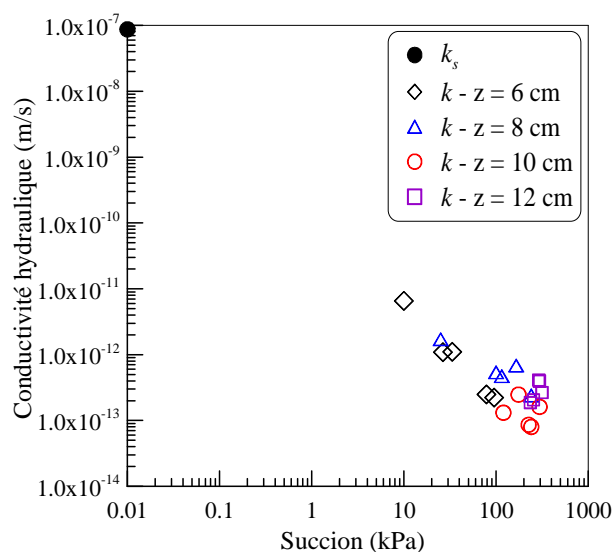
Figure IV-57 : Essai HPN1 – Isochrones de teneur en eau dans la phase de remouillage

La perméabilité du sol non saturé est déterminée par la méthode utilisée pour la grande colonne d'infiltration. La Figure IV-58 présente la relation entre la succion et la conductivité hydraulique. En général, la perméabilité diminue lorsque la succion augmente. Pourtant, une

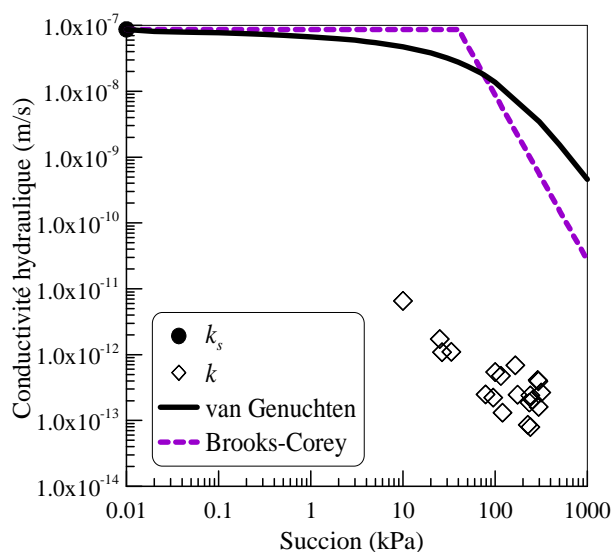


dispersion entre les points calculés et mesurés est observée. On note que le même phénomène a été observé par Daniel (1982), Loiseau (2001) et Mantho (2005).

Comme dans l'essai sur la grande colonne d'infiltration, les valeurs calculées sont comparées avec les modèles de van Genuchten et Brooks-Corey en utilisant les paramètres déduits de la courbe de rétention d'eau. Comme dans le cas de la grande colonne, ces paramètres ne permettent pas de calculer correctement la conductivité hydraulique à l'état non saturé. De plus, la différence entre les valeurs calculées et mesurées est plus grande que dans le cas de la grande colonne.



**Figure IV-58 : Essai HPN1 – Conductivité hydraulique en fonction de la succion**



**Figure IV-59 : Essai HPN1 – Comparaison entre les valeurs mesurée et celles calculée par les modèles de van Genuchten et de Brooks-Corey**

D'après Daniel (1992), Munoz *et al.* (2008) et Tang *et al.* (2009), une relation linéaire est souvent observée entre le logarithme de la conductivité hydraulique et celui de la succion. Pour notre sol, une relation linéaire (Figure IV-60) est aussi établie avec l'Eq.(IV-6).

$$\log(k) = -2,1313.\log(s) - 6,46 \quad (\text{IV-6})$$

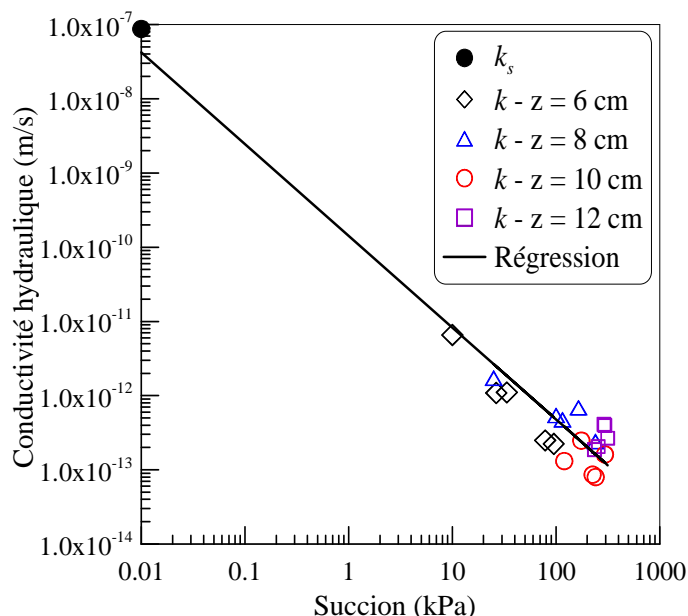


Figure IV-60 : Essai HPN1 – Courbe de régression de la conductivité hydraulique en fonction de la succion

#### IV.5 Influence des fines sur la conductivité hydraulique du sol intermédiaire écrêté à 2 mm

Afin de vérifier l'influence des fines ( $d < 0,08$  mm) sur la conductivité hydraulique du sol, quatre essais ont été effectués pour étudier la conductivité hydraulique à l'état saturé, sur le sol intermédiaire écrêtés à 2 mm, avec ou sans ajout des particules fines de sol support. L'essai HPS1 a été réalisé sur le sol sans ajout ; deux autres essais, HPS2, HPS3, ont été réalisés sur un mélange du sol écrêté à 2 mm et 10% du poids total de sol support. L'essai HPS4 a été réalisé avec des particules du sol intermédiaire de granulométrie comprise entre 0,08 mm et 2 mm et avec ajout des fines de granulométrie inférieure à 0,08 mm du sol support situé hors surcharge ferroviaire, donc non contaminé par l'attrition du ballast et autre usure de rail.

La densité du sol écrêté à 2 mm est la même que celle du sol intermédiaire naturel et calculée par l'Eq.(II-5) en considérant le pourcentage des fines, comme ce qui suit.

Dans le cas du sol avec 10% de sol support, la valeur du paramètre  $m$  dans l'Eq. (II-5) est égale à 0,68 (Figure II-37). La densité sèche de l'essai HPS2 est de  $1,81 \text{ Mg/m}^3$ , la même que les essais HPN1 et HPS1. Cette valeur transposée à une couche intermédiaire non écrêtée correspond à une densité sèche de  $2,22 \text{ Mg/m}^3$ . En revanche, l'essai HPS3 a été réalisé avec une densité sèche de  $1,95 \text{ Mg/m}^3$  correspondant à la densité in situ de la couche intermédiaire

( $\rho_d = 2,39 \text{ Mg/m}^3$ ). La densité sèche pour l'essai HPS4 est de  $1,81 \text{ Mg/m}^3$ , qui correspond à une densité de la couche intermédiaire en place de  $2,22 \text{ Mg/m}^3$ .

Les paramètres des échantillons pour ces essais sont présentés dans le Tableau IV-4.

**Tableau IV-4 : Paramètres des échantillons pour les essais HPS1, HPS2, HPS3 et HPS4**

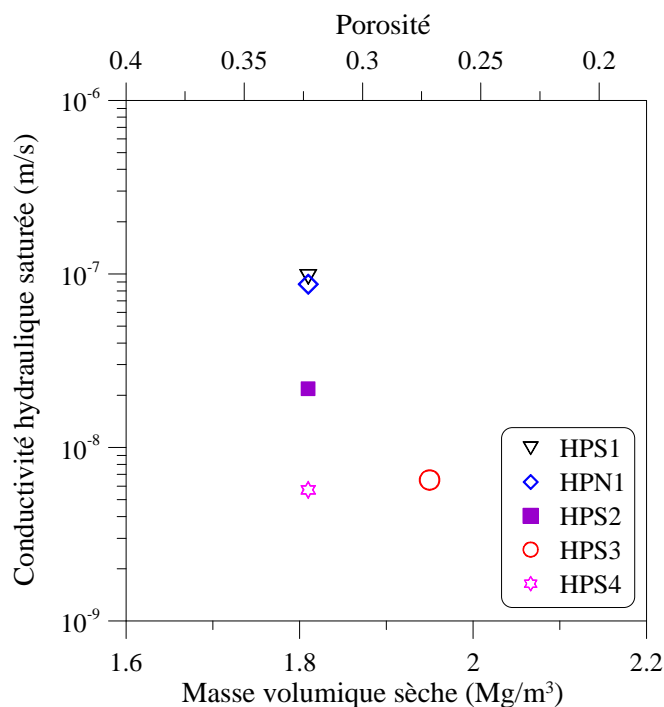
Essai	Sol écrêté à 2 mm	$\rho_d$	$\rho_s$	Porosité n
		$\text{Mg/m}^3$	$\text{Mg/m}^3$	
HPS1	SI	1,81	2,67	0,32
HPS2	SI+10% de sol support	1,81	2,63	0,31
HPS3	SI+10% de sol support	1,95	2,63	0,26
HPS4	SI (0,08mm - 2mm) + sol en piste (<0,08mm)	1,81	2,62	0,31

Les échantillons de 50 mm de diamètre et de 20 mm de hauteur sont directement compactés dans un moule œdométrique avec une teneur en eau imposée de 10%. L'eau est injectée dans l'échantillon par l'embase inférieure avec une pression constante de 10 ou 20 kPa.

La Figure IV-61 présente l'ensemble des résultats des essais HPN1, HPS1, HPS2, HPS3 et HPS4. On remarque que les deux essais réalisés avec le sol intermédiaire inférieur à 2 mm donnent des valeurs similaires. A une même densité, le sol intermédiaire écrêté à 2 mm et ajouté de 10% de sol support (HPS2) montre une valeur de conductivité hydraulique plus faible que le sol intermédiaire écrêté à 2 mm. L'essai HPS3 qui a une masse volumique sèche de  $1,95 \text{ Mg/m}^3$  correspondant à la densité de la couche intermédiaire du site de Sénissiat présente également une conductivité hydraulique plus petite que l'essai HPN1 et HPS1. On peut conclure que l'ajout des fines engendre une diminution de la conductivité hydraulique de la couche intermédiaire.

La conductivité hydraulique mesurée lors de l'essai HPS4 est de  $5,70 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$  qui est nettement inférieure à la valeur de l'essai HPS1 ( $k_s = 9,59 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ ). L'explication est que les fines du sol intermédiaire ont été polluées par la dégradation du ballast et les produits d'usure tandis que les fines du sol en piste ne sont pas polluées. Notons que la granulométrie des fines ( $d < 0,08 \text{ mm}$ ) du sol en piste et celle du sol intermédiaire sont très proches (Figure II-19). On

conclut donc que la nature minéralogique et la pollution influence la conductivité hydraulique de la couche intermédiaire.



**Figure IV-61 : Conductivité hydraulique saturée en fonction de la masse volumique des sols**

## IV.6 Discussion

De par l'histoire de la couche intermédiaire, la densité et la teneur en fines de cette couche évoluent dans le temps, dépendant de la nature géologique du sol support, de l'état hydrique de la plate-forme ainsi que les pollutions diverses. L'analyse de la couche intermédiaire du site de Sénissiat a montré que sa densité ( $\rho_d = 2,39 \text{ Mg/m}^3$ ) est très importante. Le pourcentage des fines de taille inférieure à 0,08 mm (16%) (Figure II – 16) est également important par rapport à celui de la sous-couche des voies nouvelles (de 4 à 8%) ou celui de la Grave Non Traitée utilisée dans la fondation routière (de 2 à 12%) (AFNOR, 2004a). La compréhension des propriétés hydrauliques de la couche intermédiaire est donc primordiale pour définir un critère de drainage des plates-formes ferroviaires anciennes, en particulier pour les déblais sans drainage.

Les propriétés hydrauliques d'un sol peuvent être déterminées par des mesures in situ, des essais en laboratoire, des modèles statiques ou des modèles empiriques. Dans notre cas, les mesures in situ sont très difficiles à réaliser à cause du type de matériau étudié (matériau

grossier), de la circulation des trains et des divers équipements placés le long des voies. C'est ainsi que les sols ont été prélevés pour réaliser les essais en laboratoire.

Généralement, la couche intermédiaire se trouve dans un état non saturé. Pour étudier le comportement hydraulique de cette couche, une grande colonne d'infiltration (de diamètre de 300 mm ; élancement 2) a été développée. Il est à souligner que le compactage de l'échantillon par une dame vibrante dans la grande colonne d'infiltration ne peut atteindre qu'une densité sèche maximale de  $2,01 \text{ Mg/m}^3$  (84,1% de la densité mesurée in situ). Afin d'étudier l'effet de la déformation volumique sur la conductivité hydraulique, les essais sur des échantillons à différentes densités ont été réalisés. Pour ce faire, un moule métallique ayant les mêmes dimensions que la grande colonne a été développé pour compacter les échantillons à l'aide du servo-vérin hydraulique de 500 kN. De plus, afin de vérifier le rôle des fines dans le transfert d'eau au sein de la couche intermédiaire, les fines inférieures à 2 mm de ce sol ont été étudiées. Avec le sol intermédiaire écrêté à 2 mm, les échantillons ont été compactés à différentes densités allant jusqu'à la densité équivalente de la couche intermédiaire in situ ( $1,81 \text{ Mg/m}^3$  pour des fines, correspondant à  $\rho_d = 2,39 \text{ Mg/m}^3$  pour le sol non écrêté).

Les mesures de teneur en eau volumique d'un échantillon saturé, à différents niveaux de la colonne d'infiltration ont montré une dispersion significative. Cette dispersion peut être liée à la qualité de la mise en place des sondes TDR, à la précision de ce capteur ( $\pm 2\%$ ) et à l'hétérogénéité de l'échantillon en termes de répartition des fines et des éléments plus grossiers. De plus, bien que l'échantillon ait été compacté en 6 couches de 100 mm, d'après SETRA (1992a), lors du compactage d'une couche de chaussée, la masse volumique sèche varie sur la hauteur de la couche compactée.

La conductivité hydraulique à l'état saturé du sol est déterminée en se basant sur la loi de Darcy qui suppose que l'écoulement de l'eau dans le sol est laminaire. Toutefois, Moulton (1980) a indiqué que l'écoulement peut être non laminaire dans le sol grossier. Ce phénomène a été observé indirectement lors de la mesure de la conductivité hydraulique saturée sur la colonne d'infiltration. L'eau apparaissait à la surface de l'échantillon quand le volume d'eau injecté était de  $4000 \text{ cm}^3$  tandis que celui nécessaire pour saturer l'échantillon était de  $5795 \text{ cm}^3$ . C'est-à-dire que l'eau passait rapidement dans des gros pores avant de s'infiltrer dans les petits pores.

L'effet de bord est souvent observé lors de la mesure la perméabilité du sol dans un moule cylindrique. D'après Chapuis *et al.* (2006), la proportion entre le diamètre de l'éprouvette et la taille maximale des cailloux  $D_{\max}/d_{\max}$  doit être au minimum de 8 à 12 pour pouvoir négliger l'effet de bord. Dans notre cas, la taille maximale des cailloux étant de 50 mm, cette proportion est de 6. Pourtant, Côté & Roy (1998) ont montré que l'effet de bord est très faible lorsqu'ils comparent la conductivité hydraulique du sol grossier ( $d_{\max} = 28$  mm) obtenue à un perméamètre de 152,4 mm ( $D_{\max}/d_{\max} = 5,4$ ) et celle à un moule de compactage de 305 mm.

Contrairement à l'échantillon dans la colonne d'infiltration qui est compacté manuellement en cinq couches par une dame vibrante, les échantillons correspondant aux essais HGS1, ET1 et ET2 sont compactés en une seule couche à l'aide du servo-vérin 500 kN. Le résultat a montré que la conductivité hydraulique saturée de l'essai HGN1 (compacté avec une dame vibrante) est beaucoup plus grande que celle d'un autre essai sur un échantillon compacté sous la presse triaxiale à la même densité :  $1,75 \cdot 10^{-5}$  m/s pour l'essai HGN1 contre  $1,24 \cdot 10^{-6}$  m/s pour l'essai HGS1. Cette différence peut s'expliquer par le fait que la compression par presse triaxiale avec une vitesse 0,03 mm/s a formé des échantillons plus homogènes que le compactage par la dame vibrante. La différence entre le résultat de l'essai ET1 des essais HGS1 peut être liée à la dispersion des essais.

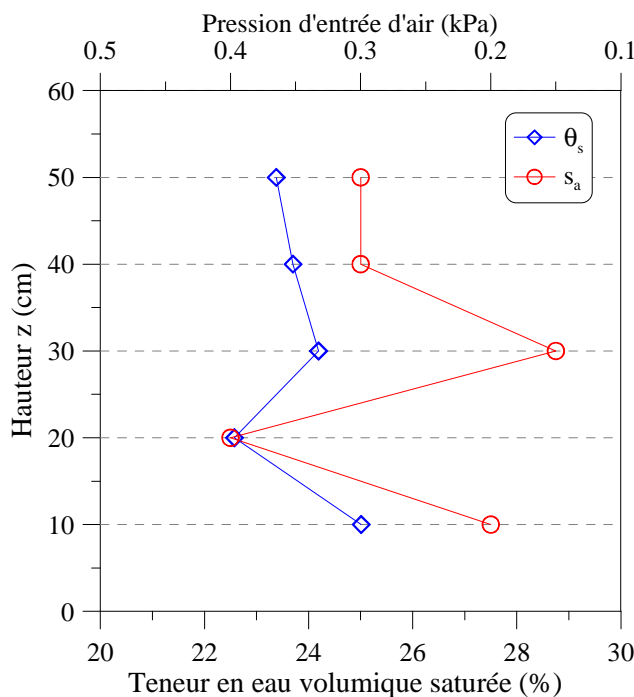
En supposant que les grains supérieurs à 2 mm sont des grains solides, la masse volumique sèche du sol intermédiaire écrêté à 2 mm correspondant à celle de la couche intermédiaire sur le site de Sénissiat ( $\rho_d = 2,39$  Mg/m<sup>3</sup>) est de 1,81 Mg/m<sup>3</sup>. En laboratoire, il est impossible de fabriquer un échantillon de sol intermédiaire naturel ayant une masse volumique sèche de 2,39 Mg/m<sup>3</sup>. Par contre, l'échantillon du sol intermédiaire écrêté à 2 mm est facilement compactable jusqu'à la masse volumique sèche de 1,81 Mg/m<sup>3</sup> à l'aide d'une presse triaxiale de 10 kN. La conductivité hydraulique de ce sol a été mesurée avec les moules de 50 mm de diamètre. L'effet de bord peut être donc ignoré dans ce cas. Deux essais réalisés sur ce sol (HPN1 et HPS1) donnent des valeurs de  $8,73 \cdot 10^{-8}$  m/s et de  $9,59 \cdot 10^{-8}$  m/s respectivement, indiquant une bonne reproductibilité. Ces valeurs sont du même ordre de grandeur de celles trouvées par Côté & Konrad (2003) sur les sols grossiers ( $d_{\max} = 31,5$  mm) contenant 12% de fines inférieures à 0,08 mm.

La conductivité hydraulique saturée estimée de la couche intermédiaire, en extrapolant les résultats expérimentaux, est de  $2,2 \cdot 10^{-7}$  m/s. En place, l'effet de paroi étant inexistant, la conductivité hydraulique de cette couche doit être plus faible. En comparant avec la conductivité hydraulique du sol intermédiaire écrêté à 2 mm ( $0,96 \cdot 10^{-7}$  m/s), on trouve

qu'elles sont du même l'ordre de grandeur. Le processus de la formation de la couche intermédiaire pendant plusieurs années sous la circulation des trains fait que cette couche est très compactée. Ainsi, la conductivité hydraulique du sol intermédiaire écrêté à 2 mm peut être représentative des valeurs pour la couche intermédiaire.

La vérification de l'influence des fines sur la conductivité hydraulique du sol intermédiaire écrêté à 2 mm a montré que la conductivité hydraulique du sol est faible lorsque la part de fines est importante, ce qui montre qu'au cours de l'évolution de la couche intermédiaire, le sol support y pénètre progressivement et la capacité de drainage de cette couche par infiltration diminue.

Les modèles de van Genuchten et de Brooks-Corey sont capables de décrire correctement les propriétés de rétention d'eau. En revanche, si l'on utilise les mêmes paramètres pour la courbe de rétention d'eau dans la détermination de la conductivité hydraulique non saturée, on obtient des valeurs significativement différentes des valeurs expérimentales.



**Figure IV-62 : Teneur en eau volumique saturée et pression d'entrée d'air aux hauteurs différentes**

La Figure IV-62 présente la teneur en eau volumique à l'état saturé et la pression d'entrée d'air à différents niveaux. Elle montre que l'hétérogénéité de l'échantillon est assez importante. On trouve que plus la teneur en eau à l'état saturé est importante, plus la pression d'entrée d'air est faible. On note que la pression d'entrée d'air représente le diamètre des pores les plus grands. Selon la loi de Laplace-Jurin (Delage & Cui, 2001), une pression



d'entrée d'air de 0,15 kPa correspond à un rayon de pore de 9,7 mm tandis que celle de 0,4 kPa correspond à un rayon de pore de 3,6 mm. Cela confirme l'hétérogénéité de l'échantillon.

Si l'hétérogénéité du sol influence nettement la courbe de rétention d'eau à une succion inférieure à 0,3 kPa, ce n'est pas le cas pour des succions élevées. Le modèle de Brooks-Corey calé sur les points expérimentaux correspondant à une succion supérieure à 0,3 kPa présente une pression d'entrée d'air de 0,02 kPa, plus petite que les valeurs obtenues pour chaque couche. En fait, la teneur en eau saturée utilisée par les modèles est de 25% tandis que celle mesurée varie de 22 à 25%. La différence entre la pression d'entrée d'air mesurée et celle du modèle a été également montrée par Côté et Konrad (2003).

La courbe de rétention d'eau du sol intermédiaire écrêté à 2 mm montre une pression d'entrée d'air de 40 kPa qui correspond à un rayon de pores de 0,04 mm. Cela montre bien que les pores de l'échantillon dans la petite colonne sont beaucoup plus petits que ceux de l'échantillon dans la grande colonne.

La succion maximale mesurée sur la grande colonne est environ de 50 kPa correspondant à une teneur en eau volumique de 6,8%. L'observation en laboratoire montre qu'à cette teneur en eau, l'état de surface de l'échantillon est très sec. Comme la couche intermédiaire en place est recouverte d'une couche de ballast de 25 à 50 cm, elle reste relativement « humide ». On peut conclure que la succion maximale de la couche intermédiaire en place est inférieure à 50 kPa.

## **CHAPITRE V : COMPORTEMENT MECANIQUE DU SOL DE LA COUCHE INTERMEDIAIRE**

### **V.1 Introduction**

Sous chargement cyclique, les couches constitutives de plates-formes ferroviaires ou routières présentent un comportement élastoplastique, caractérisé par un comportement irréversible qui se traduit par une accumulation de déformations permanentes.

Dans le domaine ferroviaire, de nombreuses recherches ont été menées pour étudier le comportement mécanique du ballast (Raymond & Williams, 1978; Stewart, 1986; Selig & Roner, 1987; Raymond & Bathurst, 1994; Indraratna *et al.*, 1998; Suiker *et al.*, 2005; Saussine, 2006; Lackenby *et al.*, 2007; William & Peter, 2008) et le comportement du sol support (Li & Selig, 1994; Li & Selig, 1998a,b; Indraratna *et al.*, 2006; Malla & Joshi, 2008; Aursudkij *et al.*, 2008). Pourtant, peu de travaux ont été réalisés sur les matériaux de sous-couche ou de couche intermédiaire. A l'inverse, le comportement mécanique des graves Non Traités (GNT), utilisées dans les fondations de chaussées routières ayant une granulométrie équivalente à la sous-couche ferroviaire, a été étudié par de nombreux auteurs (Hornych *et al.*, 1993; Lekarp & Dawson, 1998; Gidel *et al.*, 2001; Werkmeister, 2003; Werkmeister *et al.*, 2004; García-Rajo & Herrmann, 2005; Ekblad, 2006; Pérez *et al.*, 2006; Balay *et al.*, 1998). Les procédures d'essais pour l'étude du comportement réversible et irréversible des GNT ont été normalisées dans les normes française et européenne (AFNOR, 1995; AFNOR, 2004b).

L'objectif de ce chapitre est d'étudier, en laboratoire et sous des chargements cycliques, le comportement mécanique du sol de la couche intermédiaire prélevé sur le site de Sénissiat. De plus, comme l'état hydrique de la couche intermédiaire évolue en fonction des conditions in situ (conditions météorologiques, système de drainage, comportement hydraulique de cette couche...), on a étudié l'influence de la teneur en eau sur le comportement mécanique de la couche intermédiaire. Les essais triaxiaux cycliques ont été réalisés à trois teneurs en eau différentes  $w = 4, 6$  et  $12\%$  (état saturé). En se basant sur les résultats obtenus, un modèle empirique de déformation permanente est proposé permettant d'intégrer les effets du nombre de cycles, du niveau de chargement et de la teneur en eau du sol.

Le pourcentage des fines est un autre facteur influençant le comportement mécanique de la couche intermédiaire. Son évolution résulte de la remontée du sol support dans la couche

intermédiaire sous l'effet des sollicitations ferroviaires. L'impact de la teneur en fines est étudié à partir d'essais triaxiaux cycliques sur le sol intermédiaire avec ajout de différents pourcentages (5 et 10% en masse) du sol support.

## **V.2 Programme expérimental**

Deux types d'essais ont été réalisés :

- essais triaxiaux monotones afin de déterminer la droite de rupture du sol intermédiaire permettant de définir les contraintes maximales pour les essais triaxiaux cycliques ;
- essais triaxiaux cycliques à trois teneurs en eau différentes ( $w = 4, 6$  et  $12\%$ ) afin d'élaborer une loi d'accumulation des déformations permanentes en fonction du nombre de cycles, du niveau de chargement et de la teneur en eau du sol ; le même type d'essais ont été réalisés sur le sol intermédiaire comportant 5% et 10% de fines supplémentaires permettant d'étudier l'influence des fines.

## **V.3 Essais triaxiaux monotones (EM)**

Au total, neuf essais triaxiaux monotones drainés ont été réalisés sur le sol intermédiaire : cinq à une teneur en eau  $w = 4\%$ , deux à l'état saturé ( $w = 12\%$ ). Les cinq essais à  $w = 4\%$  ont été effectués sous quatre contraintes de confinement différentes :  $\sigma_3 = 30$  kPa (EM1, EM5), 100 kPa (EM2), 200 kPa (EM3) et 400 kPa (EM4). Quant aux échantillons saturés, deux essais ont été réalisés à des confinements  $\sigma_3 = 100$  kPa (EM6) et 400 kPa (EM7). Les essais de cisaillement ont été menés à déformation contrôlée, à une vitesse de 0,05 % de déformation axiale par minute pour assurer le comportement drainé lors du cisaillement (AFNOR, 1994a). On a également réalisé des phases de décharge/recharge à partir de différents niveaux de déformations axiales. Ces phases permettent de déterminer les caractéristiques élastiques du sol (module d'Young). Les paramètres des essais triaxiaux monotones sont synthétisés dans le

Tableau V-1.

**Tableau V-1 : Paramètres des essais triaxiaux monotones**

Essai	$\sigma_3$ (kPa)	$\rho_d$ (Mg/m <sup>3</sup> )	w imposée (%)	Décharge/recharge
EM1	30	2,01	4,0	0,3 – 0,5 – 1
EM2	100	2,01	4,0	0,1 – 0,3 – 0,5 – 1 – 4
EM3	200	2,01	4,0	0,1 – 0,3 – 0,5 – 1 – 4
EM4	400	2,01	4,0	0,1 – 0,3 – 0,5 – 1
EM5	30	2,01	4,0	0,1 – 0,3 – 0,5 – 1 – 4
EM6	100	2,01	Saturé (12,0%)	0,1 – 0,3 – 0,5 – 1 – 4
EM7	400	2,01	Saturé (12,0%)	0,1 – 0,3 – 0,5 – 1 – 4

### V.3.1 Description d'un essai typique

La Figure V-1 présente les résultats obtenus de l'essai EM2 et permet de visualiser l'évolution du déviateur ( $q$ ) et de la déformation volumique ( $\varepsilon_v$ ) en fonction de la déformation axiale ( $\varepsilon_a$ ). On observe que le déviateur augmente rapidement jusqu'à un pic à  $q = 700$  kPa et  $\varepsilon_a = 4\%$ . Après ce pic, le déviateur diminue légèrement. La déformation volumique présente tout d'abord une phase contractante jusqu'à une déformation axiale de 2%. Puis à partir de  $\varepsilon_a = 4\%$ , le matériau passe dans le domaine dilatant jusqu'à la fin de l'essai correspondant à  $\varepsilon_a = 12\%$ .

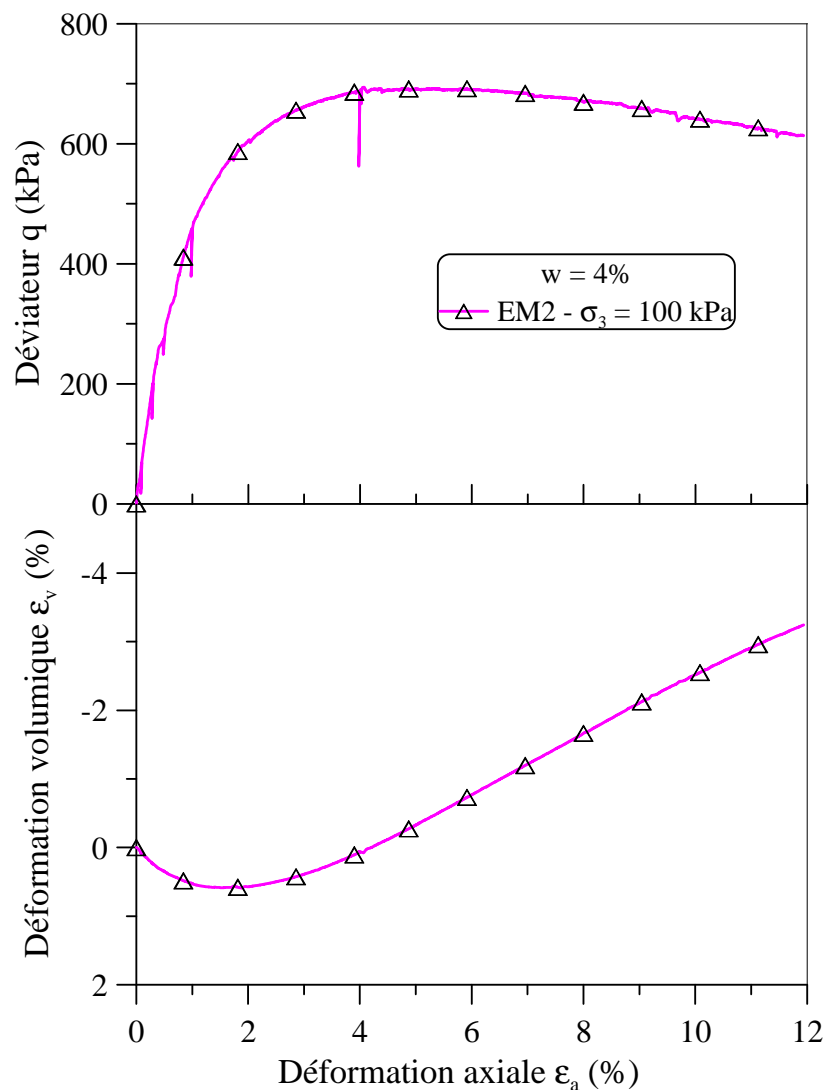


Figure V-1 : Essai EM2 – Courbe de cisaillement ( $q - \epsilon_a$ ) et de déformation volumique ( $\epsilon_v - \epsilon_a$ )

La Figure V-2 présente un zoom sur cinq phases de décharge-recharge ( $\epsilon_a = 0,1 ; 0,3 ; 0,5 ; 1$  et  $4\%$ ). La pente moyenne des courbes de recharge permet de calculer le module d'Young ( $E$ ) conformément à la norme NF P 94-425 (AFNOR, 2002). L'évolution du module d'Young en fonction de la déformation axiale est présentée sur la Figure V-3. On observe une dispersion du module d'Young lorsque la déformation axiale est inférieure à  $0,5\%$  puis une augmentation importante avec l'augmentation de  $\epsilon_a$ . Ce phénomène peut être expliqué par un réarrangement des grains au début de l'essai. Ensuite l'augmentation de la contrainte moyenne est responsable de l'accroissement du module d'Young.

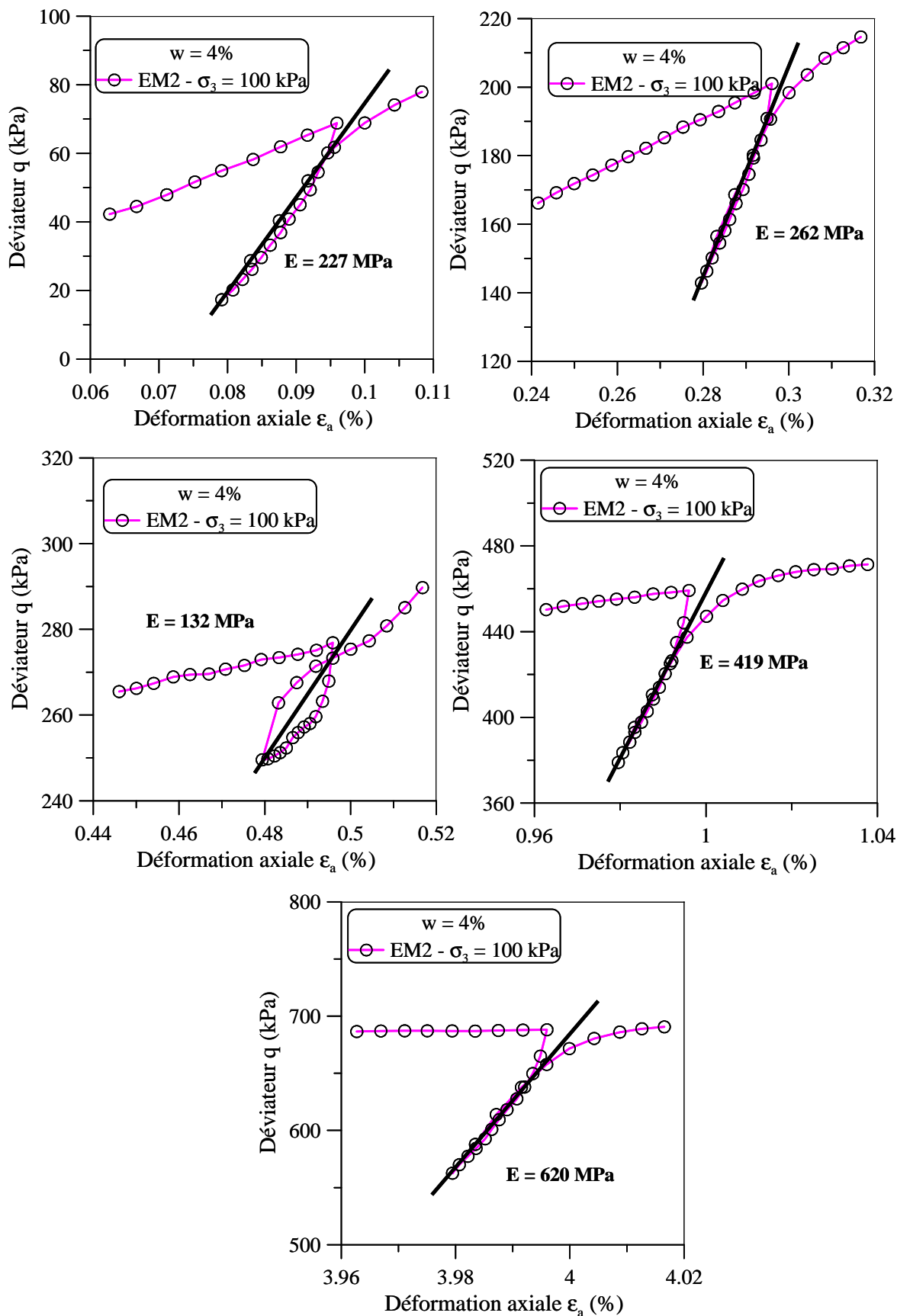


Figure V-2 : Essais EM2 – Courbes de décharge-recharge à différents niveaux sur la courbe de cisaillement

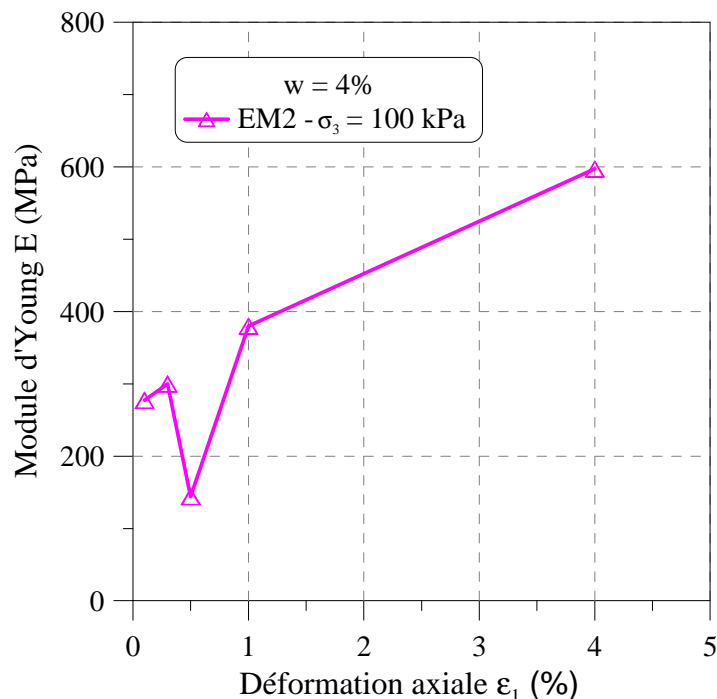


Figure V-3 : Essai EM2 – Module d'Young en fonction de la déformation axiale



Figure V-4 : Essai EM2 – Vue de l'éprouvette après l'essai

La Figure V-4 présente une vue de l'éprouvette après l'essai EM2. Lors de l'essai à 12% aucune surface de cisaillement n'a pu être identifiée clairement sur l'éprouvette.

### V.3.2 Synthèse des essais monotones réalisés

La Figure V-5 présente les courbes de cisaillement et de déformation volumique en fonction de la déformation axiale pour les essais à  $w = 4\%$ . On remarque que les pics de déviateur augmentent avec l'accroissement de la contrainte de confinement. Ces paroxysmes sont atteints à  $\varepsilon_a = 2\%$  pour l'essai EM1, EM5 ( $\sigma_3 = 30$  kPa), 4% pour l'essai EM2 ( $\sigma_3 = 100$  kPa), 12% pour l'essai EM3 ( $\sigma_3 = 200$  kPa), et 13% pour l'essai EM4 ( $\sigma_3 = 400$  kPa). Cette évolution est liée à la diminution de la phase dilatante consécutive à l'augmentation du confinement. Cette variation a été également observée par Indraratna *et al.* (1998) lors des études sur le comportement du ballast.

Les résultats assez similaires des deux essais à  $\sigma_3 = 30$  kPa (EM1 et EM5) montrent une bonne reproductibilité des essais.



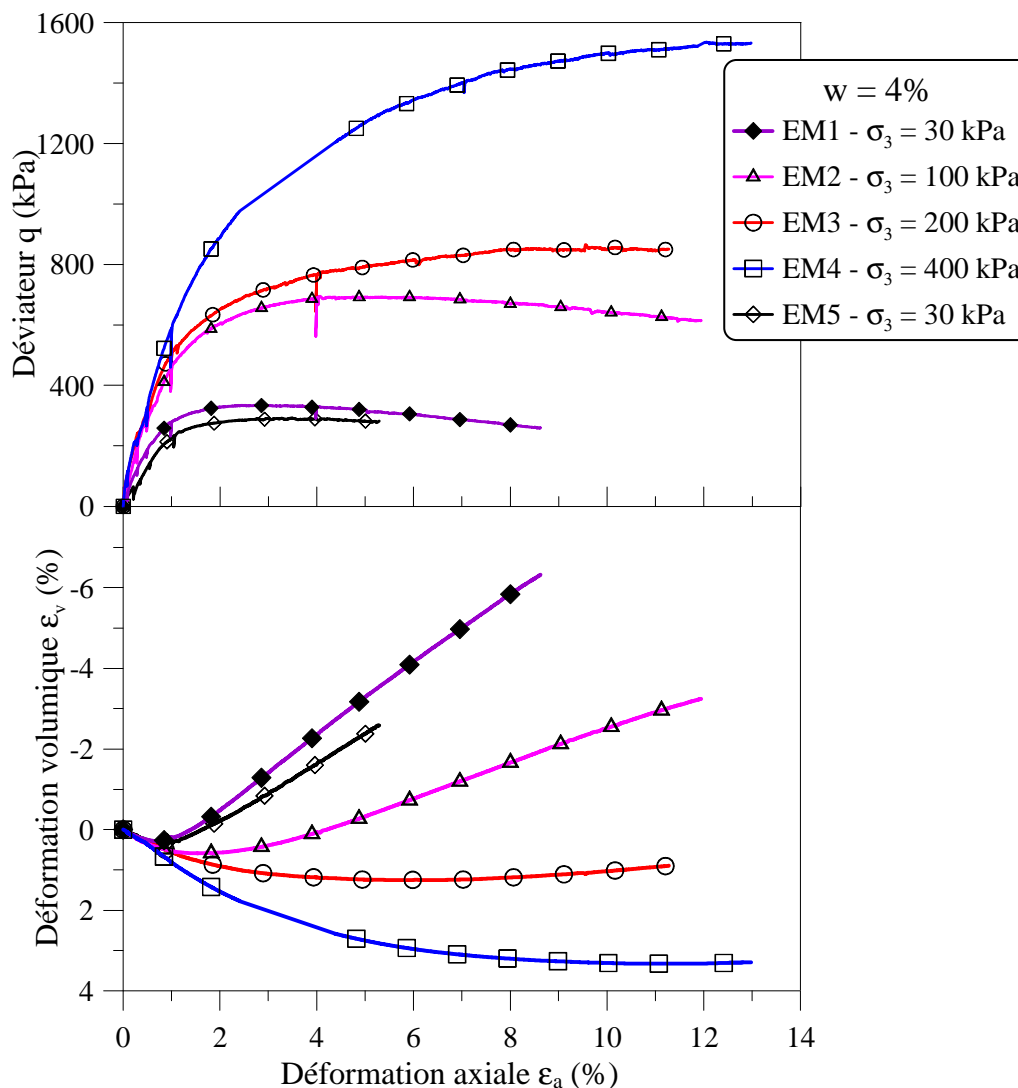


Figure V-5 : Essais pour  $w = 4\%$  – Courbe de cisaillement ( $q - \epsilon_a$ ) et de déformation volumique ( $\epsilon_v - \epsilon_a$ )

Une synthèse de l'évolution du module d'Young en fonction du niveau de déformation axiale où a été réalisée la décharge-recharge, est présentée sur la Figure V-6. Comme pour l'essai EM2, une dispersion du module d'Young a été observée à de faibles valeurs de déformation axiale ( $\epsilon_a < 0,5\%$ ). À partir de  $\epsilon_a = 0,5\%$ , le module d'Young augmente avec la contrainte de confinement. Pour les essais EM2, EM3 et EM4, le module d'Young augmente rapidement lorsque la déformation axiale croît de 0,5% à 4%. En revanche, l'essai EM5 montre une augmentation du module d'Young jusqu'à une valeur de 230 MPa à  $\epsilon_a = 1\%$  puis une diminution légère à  $\epsilon_a = 4\%$ . On peut expliquer cette évolution par le fait que les éprouvettes EM1, EM5 sont dans le domaine dilatant à  $\epsilon_a = 4\%$ , tandis que les éprouvettes EM2, EM3 et EM4 sont toujours dans le domaine contractant jusqu'à ce niveau de déformation. Quant à l'essai EM1, les cycles de décharge-recharge n'ont été réalisés qu'à  $\epsilon_a = 0,3$  ; 0,5 et 1%. Les

valeurs de module d'Young obtenues sont proches de celles obtenues dans l'essai EM5. Cela confirme la bonne reproductibilité des essais.

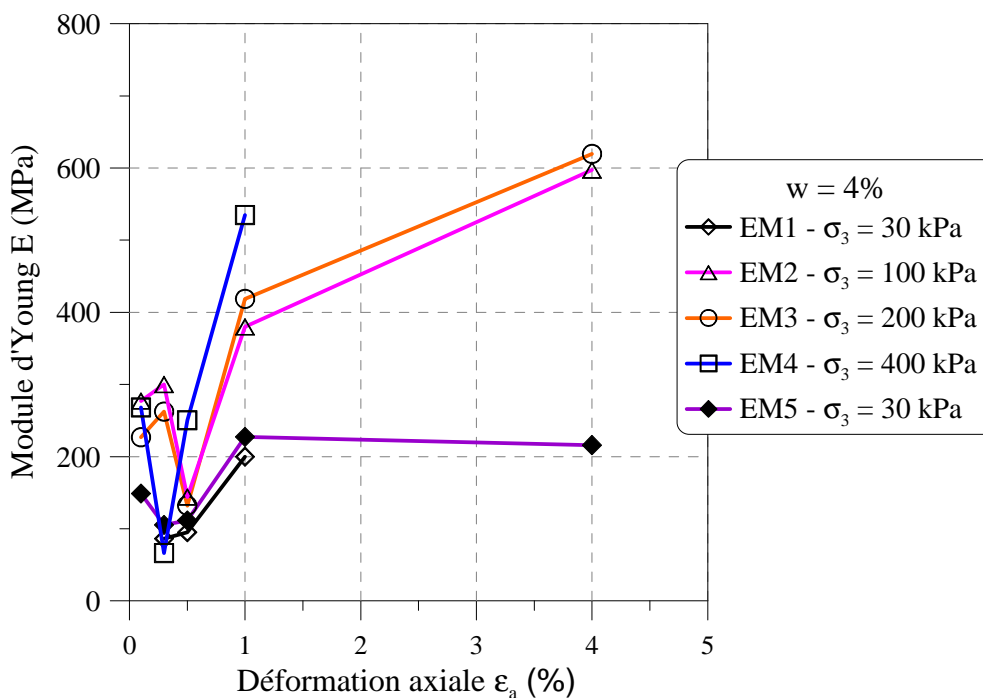


Figure V-6 : Essais pour  $w = 4\%$  – Module d'Young en fonction de la déformation axiale

La Figure V-7 présente les résultats des essais à  $w = 12\%$  (EM6 et EM7) correspondant à l'état saturé. Contrairement à l'essai EM2 ( $w = 4\%$ ,  $\sigma_3 = 100$  kPa) qui présente une dilatance lorsque  $\epsilon_a$  est supérieur à 4%, l'essai EM6 présente toujours un comportement contractant.

La Figure V-8 présente les évolutions du module d'Young en fonction des niveaux de déformation axiale pour  $w = 12\%$ . Contrairement aux essais réalisés pour  $w = 4\%$  et à l'essai EM6 ( $\sigma_3 = 100$  kPa) qui montrent un accroissement du module d'Young dès que  $\epsilon_a = 0,1\%$ , l'essai EM7 présente une augmentation du module d'Young à partir de  $\epsilon_a = 0,5\%$ . Cette différence peut être liée à l'état initial des éprouvettes.

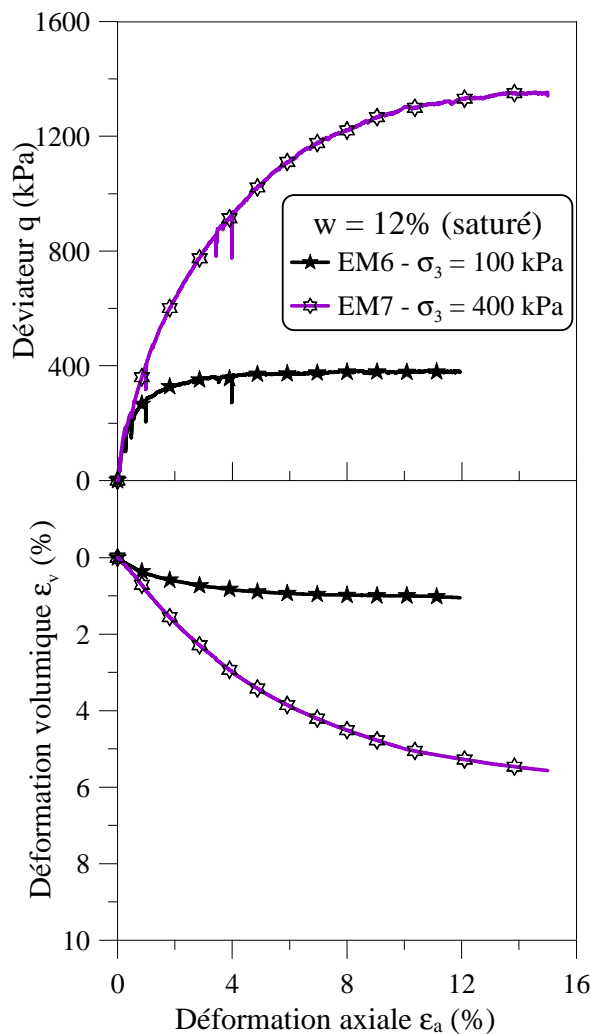


Figure V-7 : Essais pour  $w = 12\%$  – Courbe de cisaillement ( $q - \epsilon_a$ ) et de déformation volumique ( $\epsilon_v - \epsilon_a$ )

### V.3.2.1 Influence de la teneur en eau

Afin de vérifier l'influence de la teneur en eau sur le comportement mécanique du sol, les résultats des essais pour  $w = 4$  et  $12\%$  sont comparés pour des contraintes de confinement de  $100$  kPa (Figure V-9) et de  $400$  kPa (Figure V-10).

La Figure V-9 montre que la résistance au cisaillement de l'essai EM2 ( $w = 4\%$ ) est presque doublée par rapport à l'état saturé. L'évolution de la déformation volumique montre également l'influence importante de la teneur en eau. En effet, l'essai EM2 présente un comportement contractant-dilatant, tandis que l'essai EM6 présente un comportement uniquement contractant.

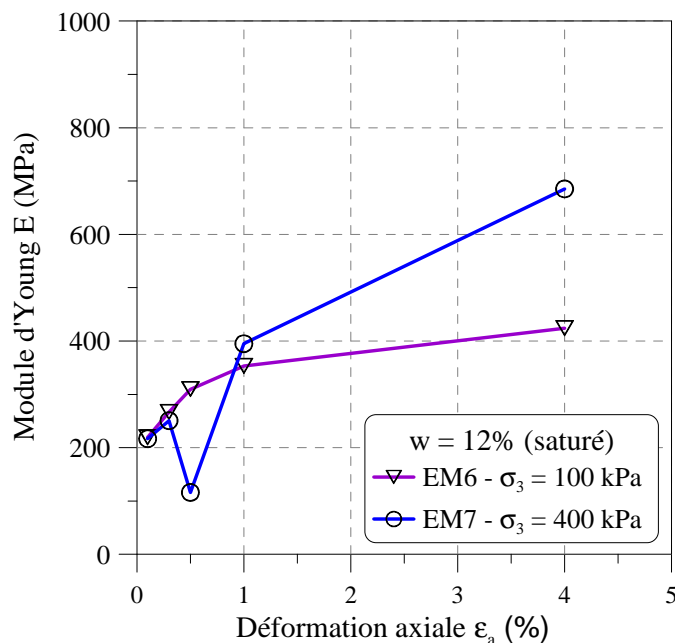


Figure V-8 : Essais pour  $w = 12\%$  – Module d'Young en fonction de la déformation axiale

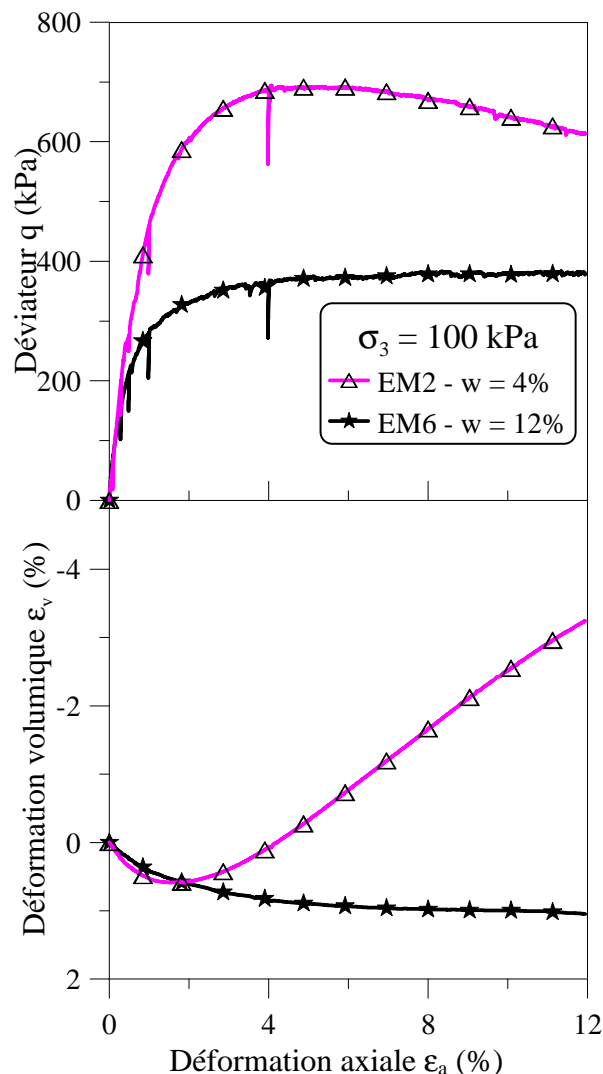


Figure V-9 : Essais pour  $w = 4, 6$  et  $12\%$  – Résultats de compression au confinement de  $100 \text{ kPa}$

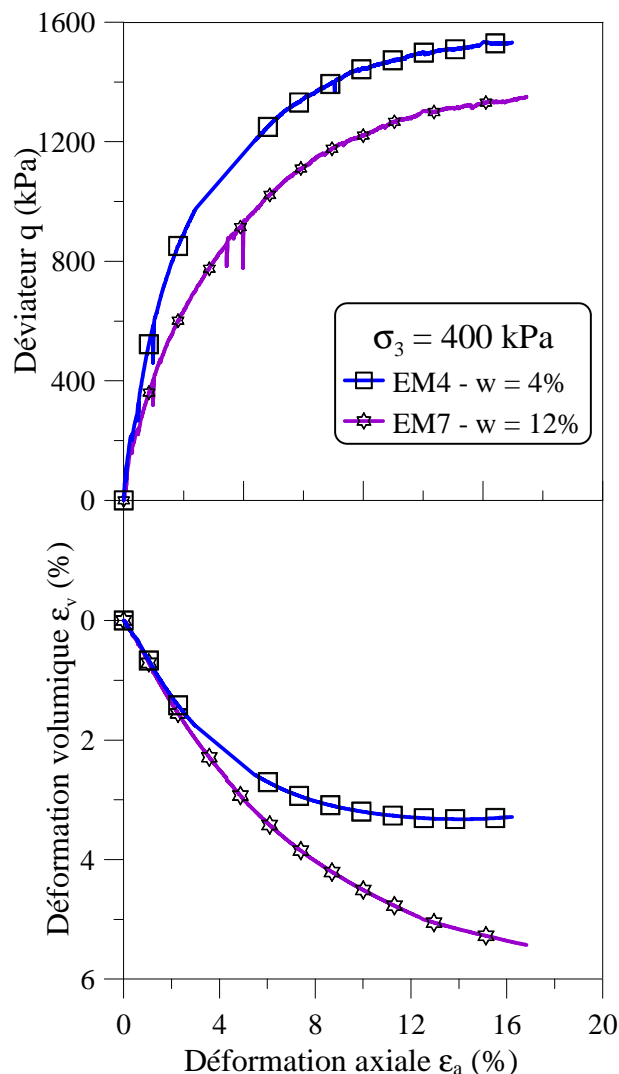


Figure V-10 : Essais pour  $w = 4, 6$  et  $12\%$  – Résultats de compression au confinement de  $400 \text{ kPa}$

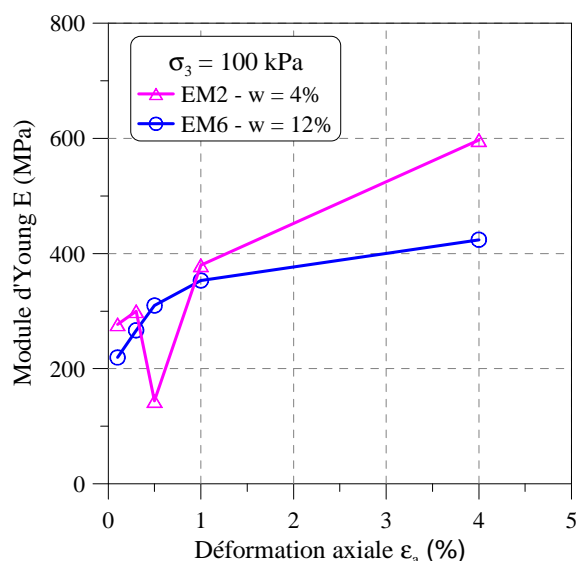
L'effet de la teneur en eau est également observé dans les essais sous une contrainte de confinement de  $400 \text{ kPa}$  (Figure V-10) mais les différences de comportement, en termes de résistance et de déformation volumique, sont moins marquées.

La Figure V-11 présente une synthèse sur les valeurs de module d'Young pour les essais EM2 ( $w = 4\%$ ), EM6 ( $w = 12\%$ ) à un confinement de  $100 \text{ kPa}$ . On observe que les évolutions sont différentes lorsque  $\varepsilon_a$  est inférieure à  $0,5\%$ . Au seuil de  $0,5\%$  de déformation, le module d'Young croît en fonction de la déformation axiale. La valeur de l'essai EM2 ( $4\%$ ) est  $50\%$  plus élevée que celle de l'essai EM6 ( $12\%$ ).

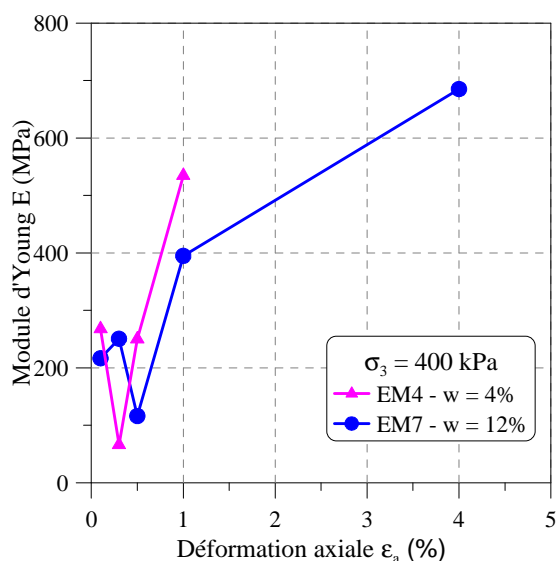
La Figure V-12 présente l'évolution du module d'Young en fonction de la déformation axiale pour les essais EM4 ( $w = 4\%$ ) et EM9 ( $w = 12\%$ ). Ces essais ont été réalisés sous une

contrainte de confinement de 400 kPa. Ces deux essais présentent une chute initiale suivie d'une augmentation. Le module d'Young pour l'essai EM4 n'a pas été mesuré à  $\varepsilon_a = 4\%$  suite à un problème technique.

Dans les deux cas de confinement de 100 kPa et de 400 kPa, les résultats montrent que le sol à l'état saturé ( $w = 12\%$ ) présente un module d'Young plus faible que celui à l'état non saturé ( $w = 4\%$ ).



**Figure V-11 : Essais pour  $w = 4$  et  $12\%$  – Module d'Young en fonction de la déformation axiale à un confinement de 100 kPa**



**Figure V-12 : Essais pour  $w = 4$  et  $12\%$  – Module d'Young en fonction de la déformation axiale à un confinement de 400 kPa**

Une synthèse des résultats est présentée dans le Tableau V-2. On rappelle que la teneur en eau des éprouvettes à l'état non saturé a été remesurée après les essais. On observe que les valeurs de teneur en eau imposées et mesurées après essai montrent une certaine dispersion. La plupart des échantillons présentent des teneurs en eau, après essai, plus élevées ou égales à celles imposées. Or, on s'attendait plutôt au contraire, car une faible quantité d'eau aurait été perdue par évaporation pendant la préparation d'éprouvettes. En fait, le malaxeur utilisé a été mouillé avant chaque malaxage de sols pour éviter que le sol ne colle sur les parois. Une petite quantité d'eau restée dans le malaxeur après le mouillage peut être la cause de ce phénomène. La différence maximale était d'environ 0,3 kg d'eau (EM4). Ces résultats montrent les difficultés pour préparer et réaliser des essais sur des éprouvettes de grande taille.

**Tableau V-2 : Synthèse des résultats des essais triaxiaux monotones**

Essai	$\sigma_3$ (kPa)	$p_{max}$ (kPa)	$q_{max}$ (kPa)	w (%)		Note
				imposée	après l'essai	
EM1	30	127	292	4,0	4,2	
EM2	100	330	694	4,0	4,0	
EM3	200	482	865	4,0	4,0	
EM4	400	915	1555	4,0	4,4	
EM5	30	141	334	4,0	3,6	
EM6	100	233	398	12,0	-	saturé
EM7	400	846	1329	12,0	-	saturé

### **V.3.2.2 Caractéristiques de rupture**

Avec les valeurs  $p_{max}$  et  $q_{max}$  obtenues (Tableau V-2), on peut déterminer les enveloppes de ruptures de Mohr-Coulomb du sol de la couche intermédiaire dans le plan  $(q, p)$ . La Figure V-13 présente les enveloppes obtenues à deux teneurs en eau différentes (4 et 12%) sous la forme  $q = Mp + S$ . À partir des paramètres M et S obtenus, on peut calculer les valeurs de la cohésion  $c$  et de l'angle de frottement  $\varphi$  à l'aide des relations suivantes :

$$\sin \varphi = \frac{3.M}{6 + M} \quad (\text{V-1})$$

$$c = \frac{S.(3 - \sin \varphi)}{6. \cos \varphi} \quad (\text{V-2})$$

Les paramètres de rupture du sol intermédiaire à la teneur en eau de 4% et à l'état saturé sont présentés dans le Tableau V-3. On voit que l'angle de frottement est sensiblement le même. Par contre, la cohésion diminue quand on passe à l'état saturé.

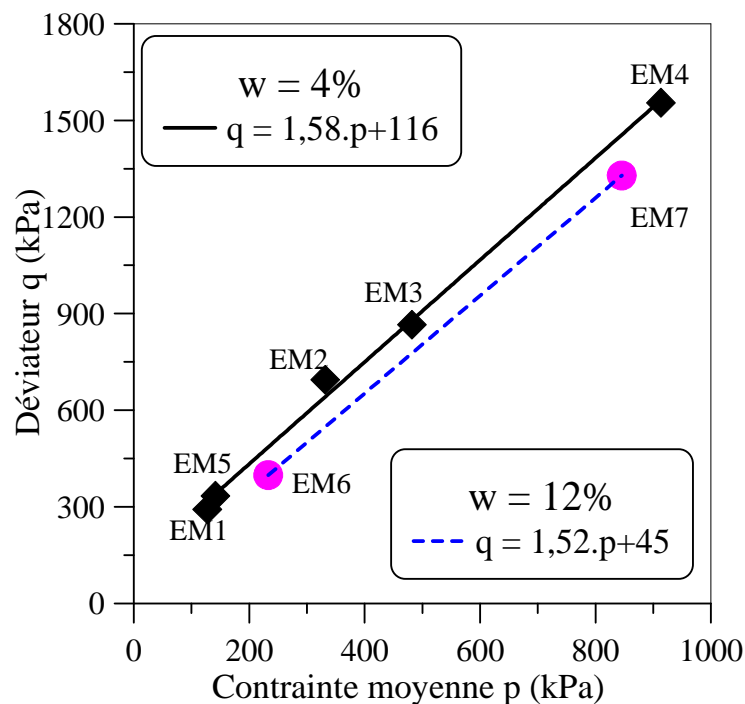


Figure V-13 : Courbes de rupture pour le sol intermédiaire à  $w = 4\%$  et à l'état saturé

Tableau V-3 : Paramètres de rupture pour le sol intermédiaire à  $w = 4\%$  et à  $w = 12\%$

$w$ (%)	$M$	$S$ (kPa)	$c$ (kPa)	$\varphi$ (°)
4,0	1,58	116	60	39
12,0	1,52	45	22	37

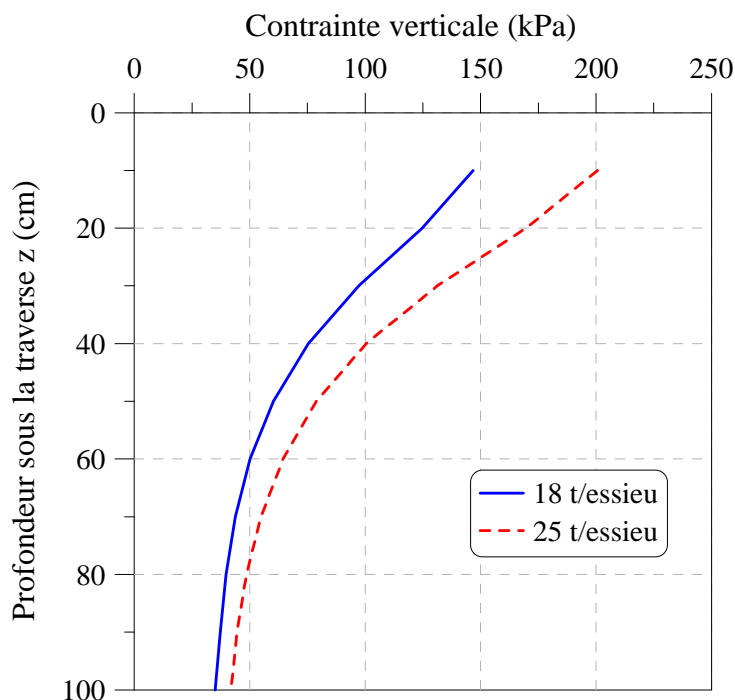
## V.4 Essais triaxiaux cycliques (EC)

### V.4.1 Procédure de chargement

La plupart des modèles empiriques ont été élaborés à partir des résultats d'essais triaxiaux réalisés à un seul niveau de chargement. Avec cette procédure, l'évaluation des paramètres des modèles nécessite un grand nombre d'essais. Une nouvelle procédure d'essai par paliers a été proposée par Gidel *et al.* (2001) pour étudier les déformations permanentes des matériaux grossiers. On applique sur une même éprouvette plusieurs niveaux de chargement successifs croissants. Ceci permet de réduire le nombre d'essais à réaliser, mais également la dispersion expérimentale puisque l'on utilise une même éprouvette. Pour cette raison, dans nos travaux, les essais cycliques ont été réalisés selon la procédure de chargement par paliers. Les niveaux



de contrainte appliqués sont définis en se basant sur les résultats des essais monotones (Figure V-13) et sur la distribution des contraintes dans la couche intermédiaire de la plate-forme ferroviaire. Celle-ci dépend de la charge liée au passage des trains, des dimensions de la traverse, de l'espacement entre les traverses et de l'épaisseur des couches sus-jacentes. La charge à l'essieu des trains circulant sur le réseau ferré national varie de 17 t à 22,5 t. La charge à l'essieu des TGV est limitée à 18 tonnes afin de limiter l'effet dynamique lié à la grande vitesse, celle des trains fret est limitée actuellement à 22,5 tonnes sur la plus grande partie du réseau. Notons que le dimensionnement proposé par le référentiel des structures IN 0260 (SNCF, 1996b) intègre des charges à 25 tonnes et que quelques tronçons de lignes subissent ce type de trafic. L'espacement entre deux traverses avoisinantes est de 60 cm. La contrainte verticale calculée par la théorie élastique de Boussinesq (Voir I.1.3) à la surface de la couche intermédiaire est estimée à 40 - 200 kPa (Figure V-14). Cette valeur est concordante avec celles trouvées dans la littérature sur le réseau ferré Indien (Jain & Keshav, 1999) et américain (Selig & Water, 1994).



**Figure V-14 : Contrainte verticale calculée par la méthode Boussinesq en fonction de la profondeur sous la traverse**

D'après Selig & Water (1994), le coefficient de Poisson de la sous-couche peut varier de 0,3 à 0,4. En utilisant cette valeur pour la couche intermédiaire sur les lignes classiques en France, la contrainte horizontale moyenne est trouvée égale à 30 kPa environ. Cette valeur a été utilisée comme la pression de confinement initiale pour tous les essais triaxiaux. Quatre

niveaux de contrainte  $q_{max} = 45, 90, 140$  et  $200$  kPa ont été choisis pour réaliser les essais cycliques. Les paliers ont été réalisés en suivant un chemin de contraintes constant  $\Delta q/\Delta p = 3$ .

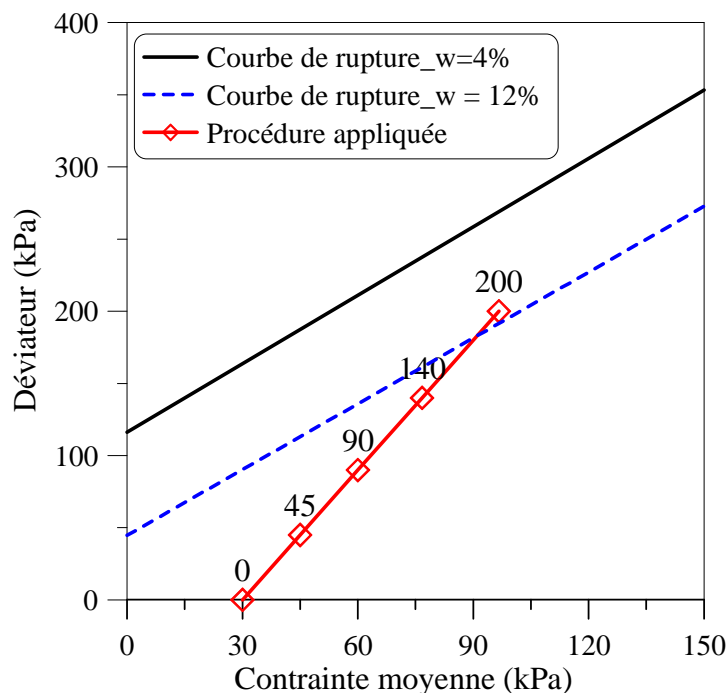


Figure V-15 : Procédure de chargement des essais triaxiaux cycliques

Le chemin de chargement suivi est présenté sur la Figure V-15. On observe que le dernier palier ( $q_{max} = 200$  kPa) traverse légèrement la courbe de rupture pour le sol à l'état saturé, mais il reste en dessous de l'enveloppe de rupture pour le sol à  $w = 4\%$ . Ce palier permettra de vérifier la rupture de l'éprouvette à l'état saturé. Les trois premiers paliers couvrent, chacun, 30 000 cycles. Quant au dernier palier il a été poursuivi jusqu'à un nombre de cycles important de cent mille à un million de cycles, permettant de modéliser le trafic ferroviaire sur cinq années environ. La fréquence utilisée est de 5 Hz ; elle correspond à la valeur mesurée in situ pour une vitesse de circulation des trains d'environ 100 km/h (SNCF, 2009b). Cette vitesse est récurrente sur les lignes classiques en France.

Afin d'étudier l'influence de la teneur en eau sur le comportement mécanique sous le chargement cyclique, trois essais EC1, EC2 et EC3 pour des valeurs de teneur en eau de 4, 6 et 12% correspondant aux degrés de saturation respectifs de 32, 49 et 100% ont été effectués.

En parallèle, deux essais ont été menés pour vérifier l'influence de la teneur en fines. Un premier essai (EC4) a été réalisé sur le sol intermédiaire après y avoir ajouté 5% de la masse du sol support (SI+5%SS), et un second essai (EC5) avec 10% de la masse du sol support ajoutée (SI+10%SS) (Figure III-37). Ces deux essais ont été réalisés à teneur en eau constante

( $w=6\%$ ). Comme pour les essais monotones, la teneur en eau après chaque essai a été mesurée (séchage de l'échantillon à l'étuve). Une synthèse des paramètres des essais cycliques est présentée dans le Tableau V-4.

**Tableau V-4 : Synthèse de paramètres des essais cycliques**

Essai	Matériau	$\sigma_3$ (kPa)	$\rho_d$ (Mg/m <sup>3</sup> )	f (Hz)	$\Delta q/\Delta p$	w (%) imposée	w (%) après l'essai
EC1	SI	30	2,01	5	3	4,0	3,9
EC2	SI	30	2,01	5	3	6,0	6,1
EC3	SI	30	2,01	5	3	12,0	-
EC4	SI+5%SS	30	2,01	5	3	6,0	5,7
EC5	SI+10%SS	30	2,01	5	3	6,0	6,1

#### **V.4.2 Description d'un essai typique**

La Figure V-16 présente les résultats obtenus lors des dix premiers cycles de l'essai EC1 ( $w = 4\%$ ). Le déviateur varie selon une courbe sinusoïdale de 0 à  $q_{max} = 45$  kPa (Figure V-16a). La déformation axiale s'accumule après chaque cycle. Celle-ci peut être scindée en deux parties : la déformation axiale élastique ( $e_a^r$ ) et la déformation axiale irréversible ou permanente ( $e_a^p$ ). Cette déformation permanente augmente en fonction du nombre de cycles. La variation de la déformation volumique en fonction du nombre de cycles (Figure V-16c) est similaire à celle de la déformation axiale.

La Figure V-17 présente l'évolution de la déformation axiale lors des quatre premiers cycles et du dernier cycle pour le premier palier de chargement de l'essai EC1 en fonction du déviateur. À partir de l'évolution de chaque cycle, on peut déterminer le module réversible ( $M_r$ ) défini dans la norme NF EN 13286-7 (AFNOR, 2004b).

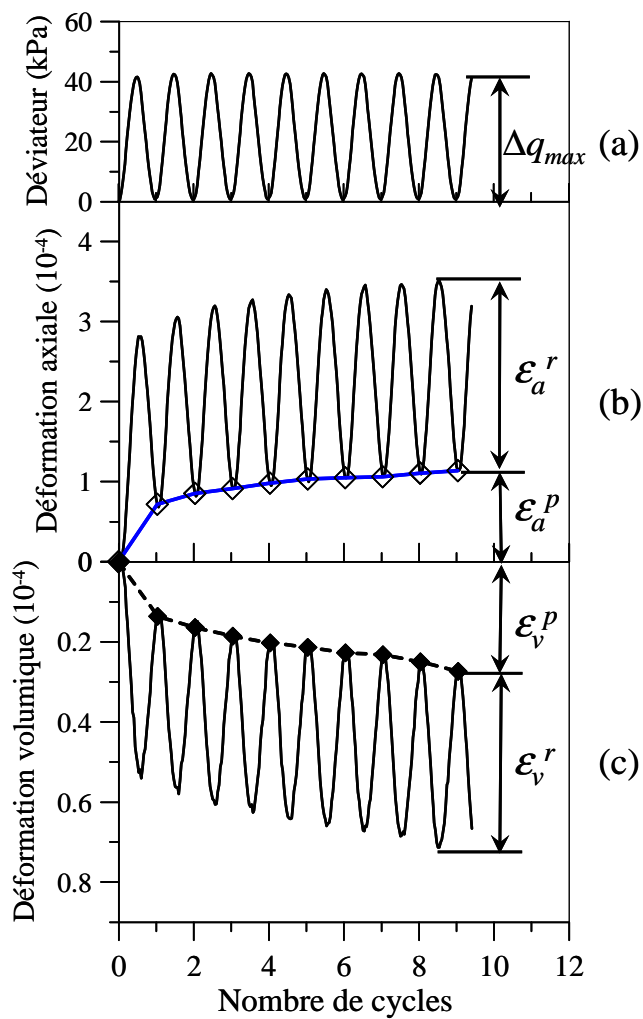


Figure V-16 : Essai EC1 – Résultats obtenus pour les 10 premiers cycles

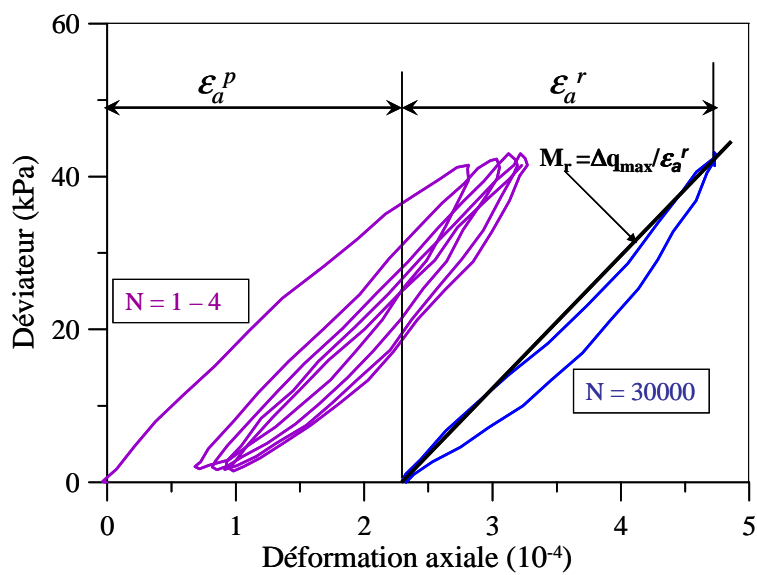
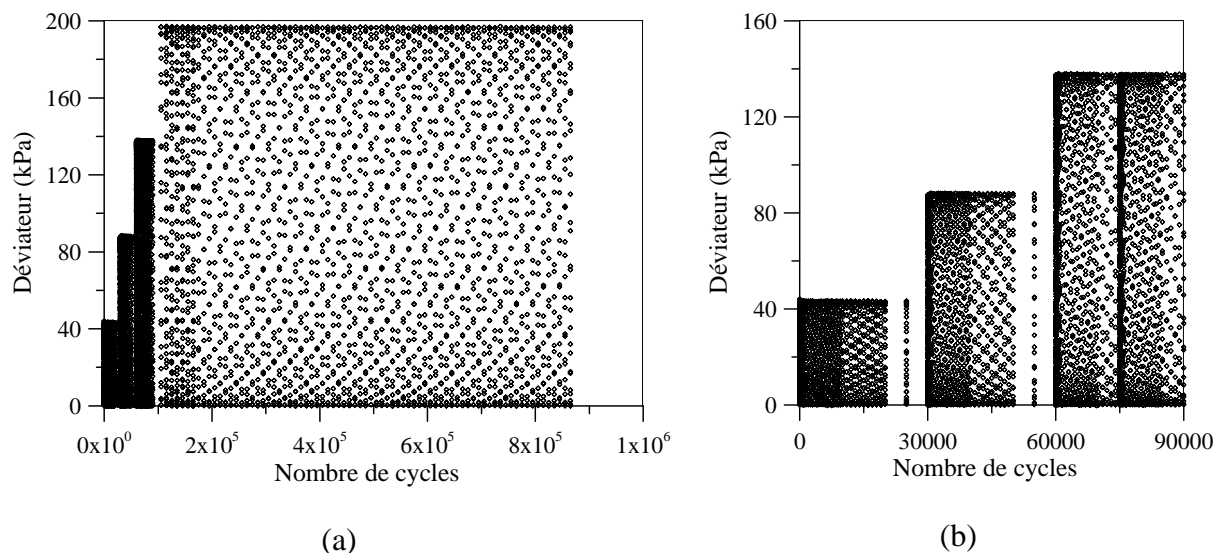
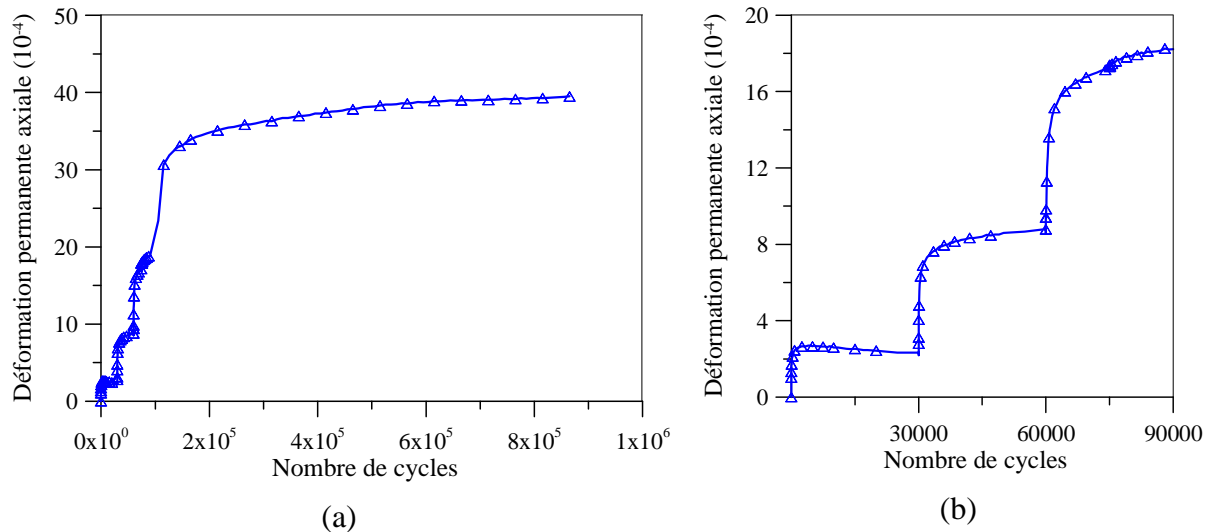


Figure V-17 : Essai EC1 – Définition du module réversible ( $M_r$ )

La Figure V-18 présente l'évolution du déviateur en fonction du nombre de cycles. Les trois premiers paliers  $\Delta q_{max} = 45, 90, 140$  kPa, de 30 000 cycles chacun, ont été appliqués (Figure V-18b). Le dernier palier  $\Delta q_{max} = 200$  kPa a été testé jusqu'à 775 000 cycles (Figure V-18a).



**Figure V-18 : Essai EC1 – Déviateur ( $q$ ) en fonction du nombre de cycles ( $N$ ) : (a) essai complet, (b) zoom sur trois premiers paliers**

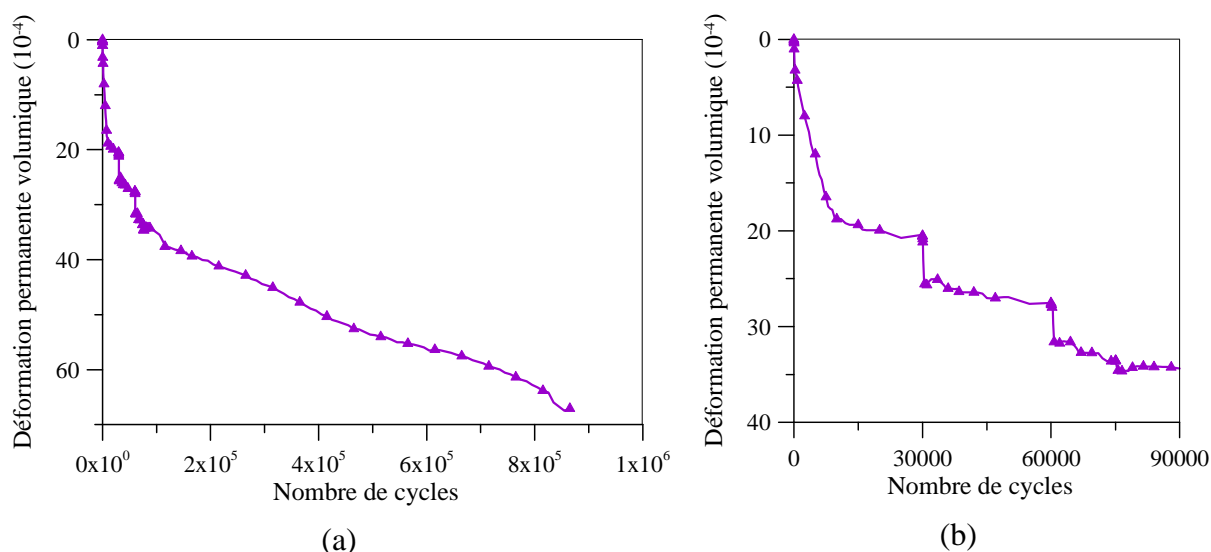


**Figure V-19 : Essai EC1 – Déformation permanente axiale ( $\epsilon_a^p$ ) en fonction du nombre de cycles ( $N$ ) : (a) essai complet, (b) zoom sur les trois premiers paliers**

La déformation permanente axiale de l'essai EC1 est présentée sur la Figure V-19a,b. On remarque que le niveau de chargement influence significativement la déformation permanente axiale. Plus le niveau de chargement est grand, plus la déformation permanente est importante. La déformation permanente augmente rapidement lors des premiers cycles, puis

cette dernière tend vers une stabilisation après environ 5 000 cycles. Pour le premier palier  $\Delta q_{max} = 45$  kPa, celle-ci est stabilisée après 30 000 cycles. Pour les paliers suivants, on n'observe plus de phase stabilisée (Figure V-19b).

La déformation permanente volumique pour l'essai EC1 est présentée sur la Figure V-20a. La Figure V-20b correspond à un zoom sur les trois premiers paliers. On observe un comportement semblable à la déformation permanente axiale, à savoir une accumulation rapide lors des premiers cycles, puis une tendance à la stabilisation à l'exception du dernier palier (Figure V-20b) qui présente une déformation permanente volumique qui augmente progressivement (Figure V-20a).



**Figure V-20 : Essai EC1 – Déformation permanente volumique ( $\epsilon_v^p$ ) en fonction du nombre de cycles ( $N$ ) :**  
(a) essai complet, (b) zoom sur les trois premiers paliers

La Figure V-21a présente l'évolution du module réversible en fonction du nombre de cycles pour l'essai EC1. On observe une augmentation en fonction du niveau de chargement. Le zoom sur les trois premiers paliers est présenté sur la Figure V-21b. On observe que le module réversible est quasi stabilisé pour le premier palier. Concernant les paliers 2 et 3, une montée rapide aux premiers cycles a été observée avant d'atteindre une phase stabilisée. Quant au dernier palier, le module réversible augmente rapidement de 195 MPa à 230 MPa sur les premiers cycles, puis plus lentement pour atteindre 250 MPa à la fin de l'essai. Cette évolution est voisine de celle correspondant à la déformation permanente volumique au dernier palier (Figure V-20a). Ce phénomène a engendré l'augmentation de la densité de l'éprouvette, et par conséquent, du module réversible.

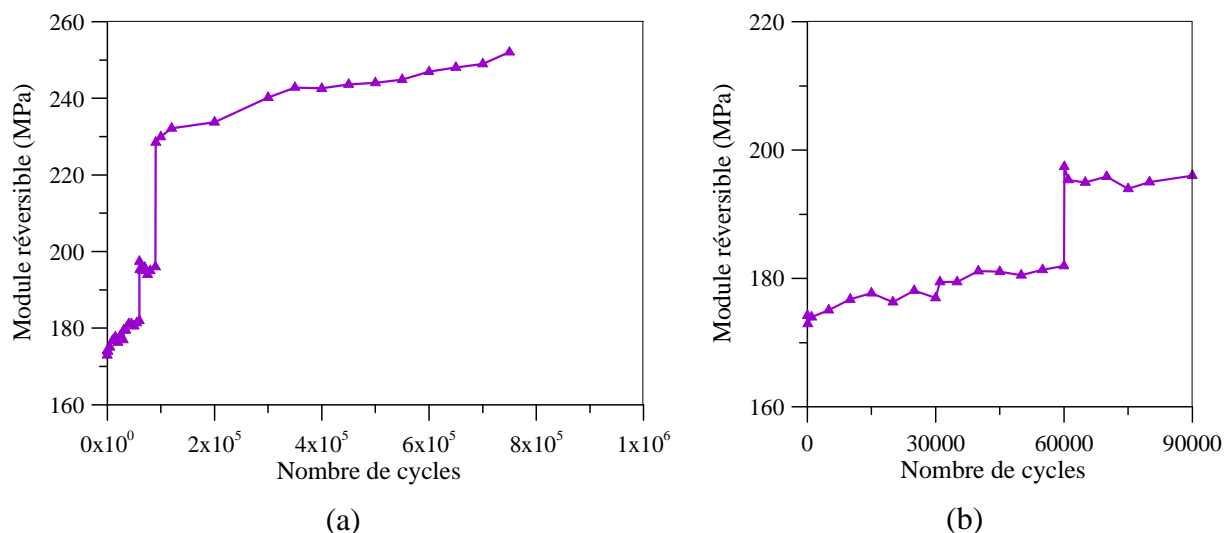


Figure V-21 : Essai EC1 – Module réversible ( $M_r$ ) en fonction du nombre de cycles ( $N$ ) : (a) essai complet, (b) zoom sur trois premiers paliers

### V.4.3 Influence de la teneur en eau

Afin d'étudier l'influence de la teneur en eau sur le comportement mécanique de la couche intermédiaire, on a comparé les résultats obtenus à trois teneurs en eau différentes  $w = 4\%$  (EC1),  $6\%$  (EC2) et  $12\%$  (EC3) correspondant aux degrés de saturation  $S_r = 32, 48$  et  $100\%$ , respectivement. Le comportement mécanique du sol sous le chargement cyclique est caractérisé par le comportement réversible (module réversible) et irréversible (déformation axiale permanente).

#### V.4.3.1 Étude du comportement réversible

Afin d'étudier le comportement réversible du matériau granulaire utilisé dans les couches de chaussées, l'éprouvette doit être conditionnée sous un grand nombre de cycles de chargement (20000 cycles) selon les niveaux de contrainte et la procédure de conditionnement indiquée dans la norme NF EN 13286-7 (AFNOR, 2004b). Les résultats obtenus avec cette procédure peuvent être utilisés pour déterminer les valeurs du module d'élasticité du matériau ou des paramètres de modèles élastiques non linéaires qui peuvent être utilisés dans les méthodes de calcul de dimensionnement des chaussées. Dans notre cas, l'objectif principal est d'étudier l'influence de la teneur en eau sur le comportement du sol de la couche intermédiaire. Le module réversible a été déterminé en utilisant les résultats obtenus lors de l'étude des déformations permanentes qui n'ont pas besoin d'un conditionnement préalable (AFNOR, 2004b). L'évolution du module réversible de trois essais EC1, EC2 et EC3 est présentée sur la



Figure V-22a pour les trois premiers paliers et la Figure V-22b pour le dernier palier. On trouve que, pour les trois premiers paliers, le module réversible est presque indépendant du nombre de cycles pour chaque niveau de chargement (Figure V-22a). Pour le quatrième palier, la valeur augmente sensiblement en fonction du nombre de cycles tandis que celle de l'essai EC2 est quasi constante. L'essai EC3 a atteint la rupture après un petit nombre de cycles du quatrième palier (Figure V-22b). Le module réversible pour ces cycles reste constant, autour de 160 MPa.

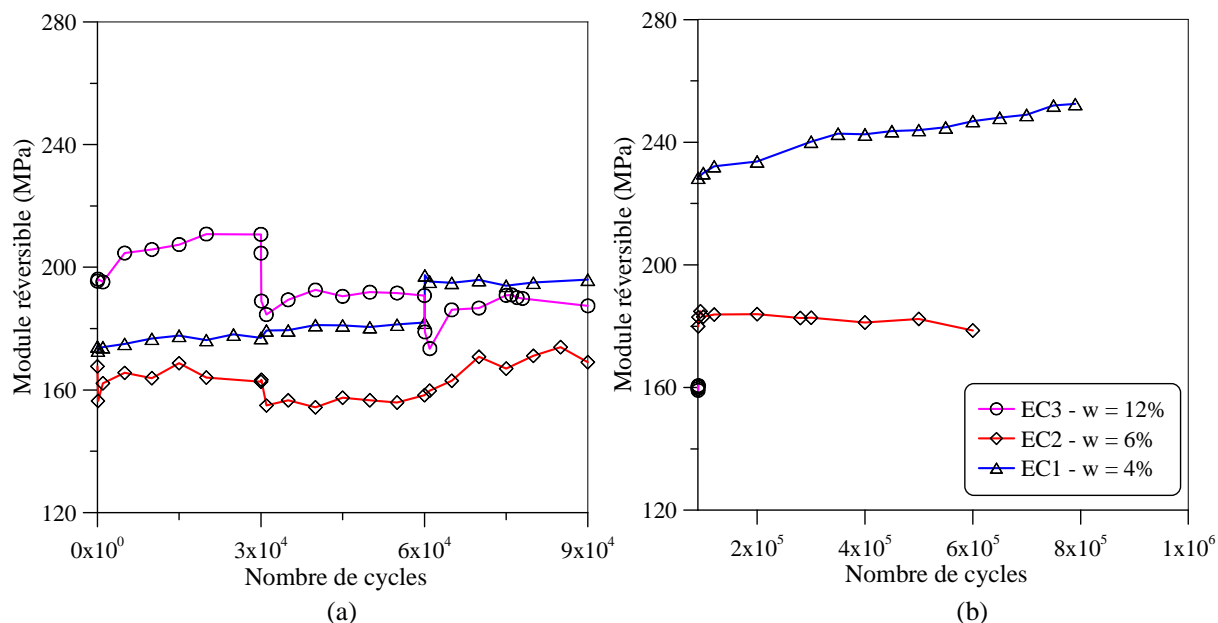


Figure V-22 : Essais EC1, EC2, EC3 – Module réversible en fonction du nombre de cycles pour : (a) 1<sup>ère</sup> palier, 2<sup>ème</sup> palier et 3<sup>ème</sup> palier, (b) 4<sup>ème</sup> palier

La Figure V-23 présente le module réversible à la fin des paliers en fonction des déviateurs appliqués. Avec l'augmentation du niveau de chargement, le module réversible augmente pour l'essai EC1 et EC2 ( $w = 4\%$  et  $w = 6\%$ ) tandis qu'il diminue pour l'essai EC3 ( $w = 12\%$ ). En conclusion, la teneur en eau influence également le comportement réversible de la couche intermédiaire.

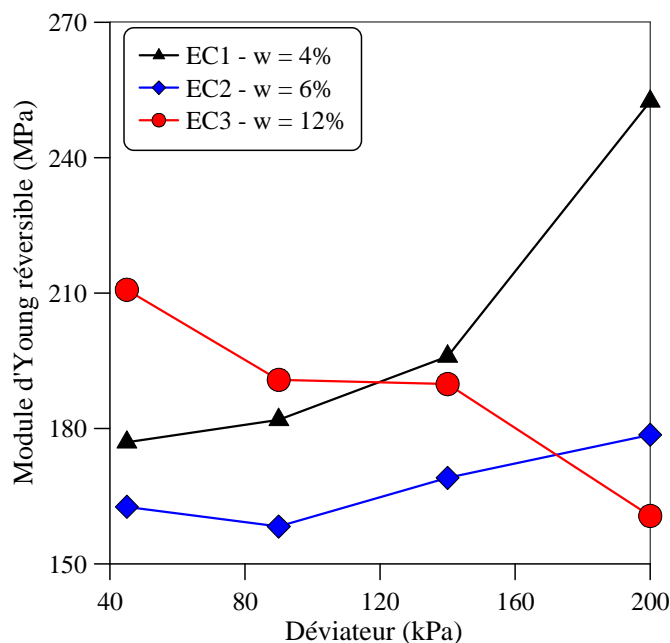


Figure V-23 : Essais EC1, EC2, EC3 – Module réversible à la fin des paliers en fonction du déviateur

#### V.4.3.2 Étude des déformations permanentes

La Figure V-24a présente les déformations permanentes axiales pour les trois essais EC1, EC2 et EC3 en fonction du nombre de cycles. Un zoom sur les trois premiers paliers est présenté sur la Figure V-24b. On voit clairement l'influence importante de la teneur en eau sur les déformations permanentes axiales. L'effet de la teneur en eau augmente lorsque le déviateur augmente.

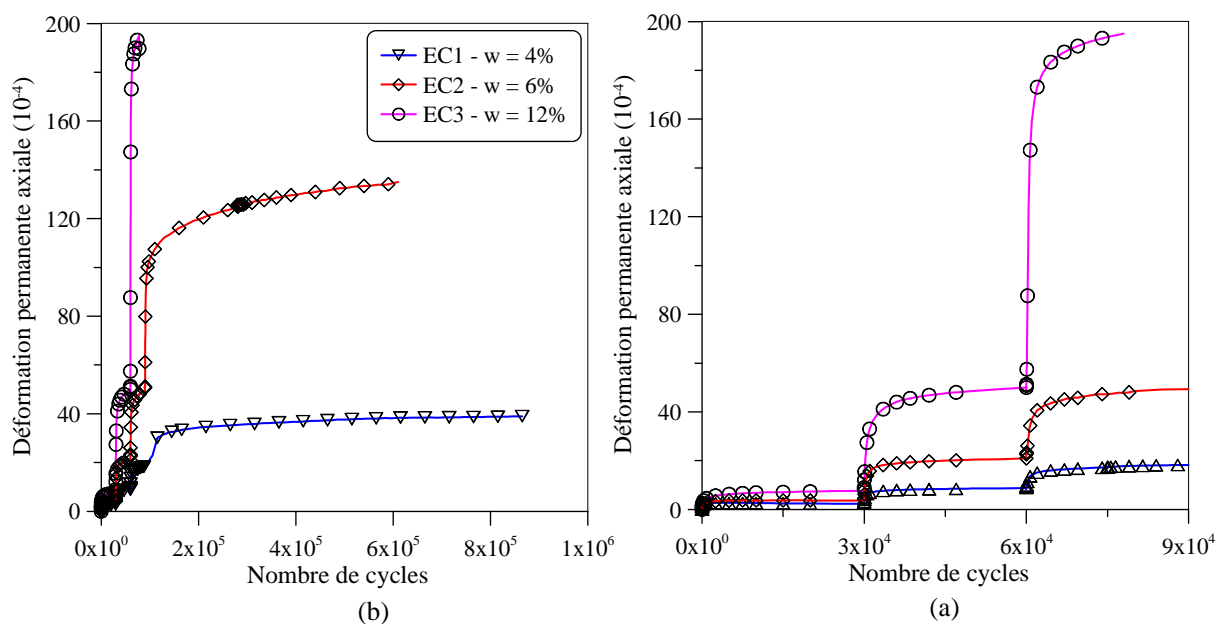


Figure V-24 : Essais EC1, EC2, EC3 – Déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles :  
(a) essais complets, (b) trois premiers paliers

Afin d'analyser l'influence du niveau de chargement, la Figure V-25 présente les déformations permanentes axiales des trois essais EC1, EC2 et EC3 lors du premier palier (Figure V-25a), du deuxième palier (Figure V-25b), du troisième palier (Figure V-25c) et du quatrième palier (Figure V-25d). Pour le premier palier,  $\Delta q_{max} = 45$  kPa, l'essai EC1 montre une augmentation rapide de la déformation permanente lors des premiers cycles. La stabilisation peut être observée à  $\varepsilon_a^p = 2,5 \cdot 10^{-4}$  après 1000 cycles. Quant à l'essai EC2, la déformation permanente axiale augmente rapidement jusqu'à 5000 cycles, puis se stabilise à  $\varepsilon_a^p = 3,5 \cdot 10^{-4}$ . Par contre, la stabilisation de la déformation permanente axiale n'a pas été observée pour l'essai EC3 après 30000 cycles. La valeur obtenue à la fin du palier ( $N = 30000$ ) est de  $\varepsilon_a^p = 7,5 \cdot 10^{-4}$ . On observe les mêmes évolutions pour le deuxième ( $\Delta q_{max} = 90$  kPa) et le troisième palier ( $\Delta q_{max} = 140$  kPa).

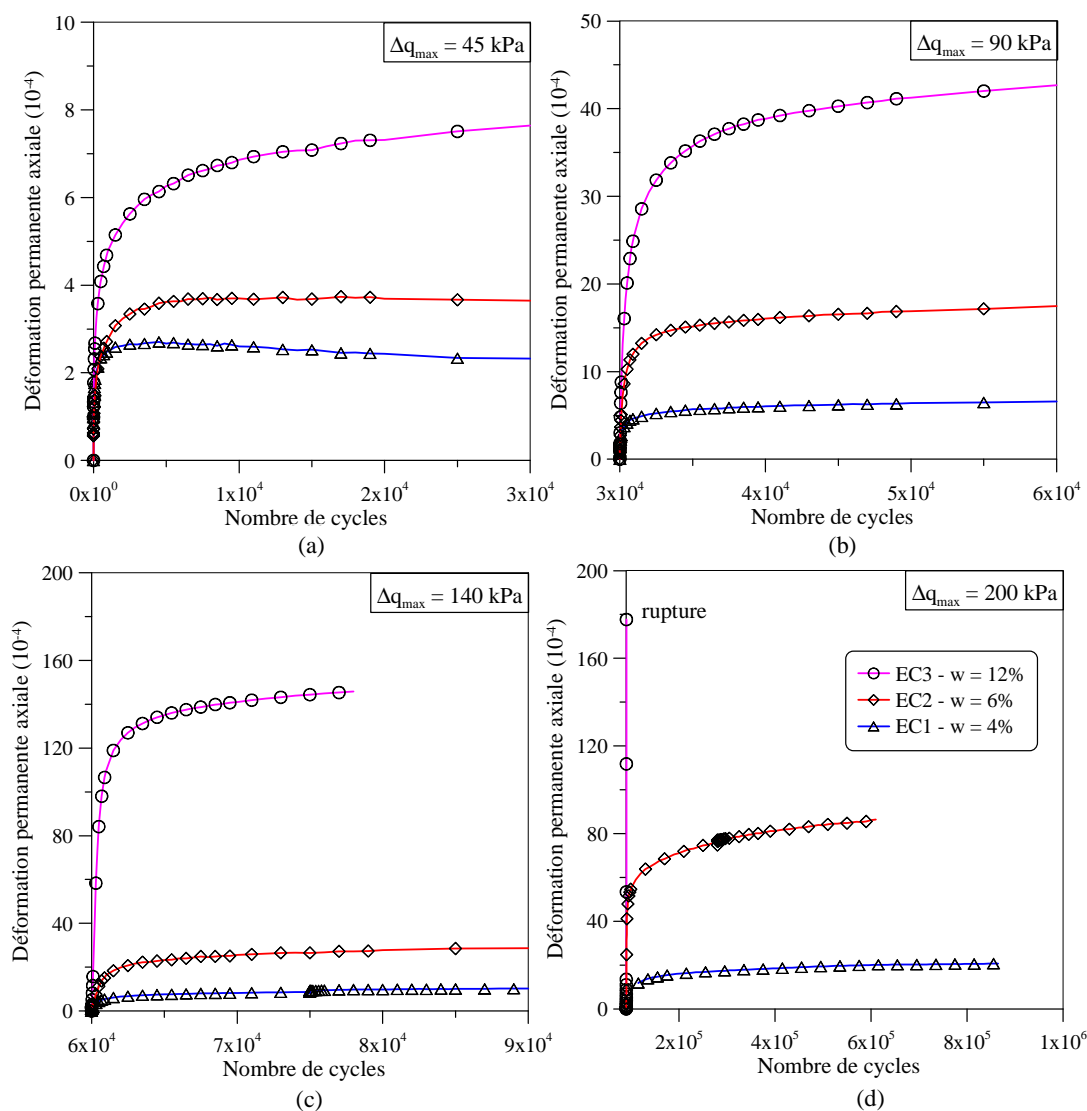
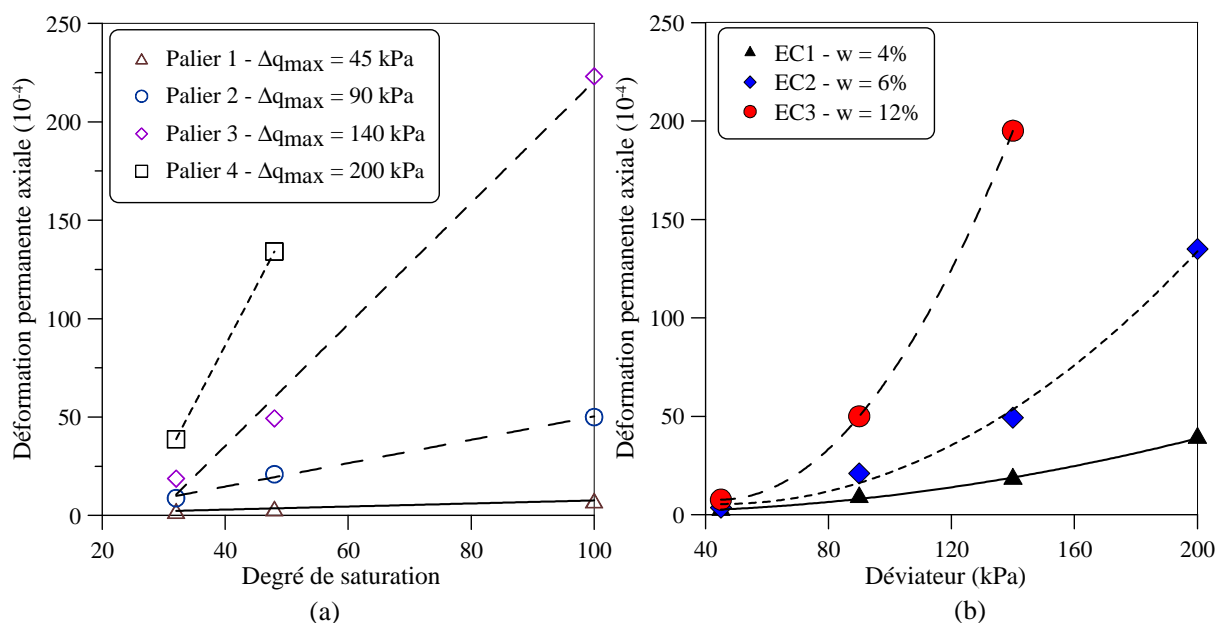


Figure V-25 : Essais EC1, EC2, EC3 – Déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles :  
(a) 1<sup>ère</sup> palier, (b) 2<sup>ème</sup> palier, (c) 3<sup>ème</sup> palier, (d) 4<sup>ème</sup> palier

Suite à un problème technique, il a été impossible d'enregistrer les données de l'essai EC3 de 80 000 à 90 000 cycles (Figure V-25c). Quant au dernier palier ( $\Delta q_{max} = 200$  kPa), une rupture a été observée aux premiers cycles pour l'essai EC3 (Figure V-25d). On rappelle que le déviateur maximal du dernier palier est au-dessus de la courbe de rupture à l'état saturé ( $w = 12\%$ ) (Figure V-13). Pour les deux autres essais, le nombre de cycles appliqué est de 900 000 pour l'essai EC1 et 600 000 pour l'essai EC2. Notons que même après un nombre de cycles important, la stabilisation de la déformation permanente n'a pas été observée.

En conclusion, l'état hydrique de la couche intermédiaire influence considérablement la déformation permanente. Celle-ci est d'autant plus importante que le sol est proche de la saturation.

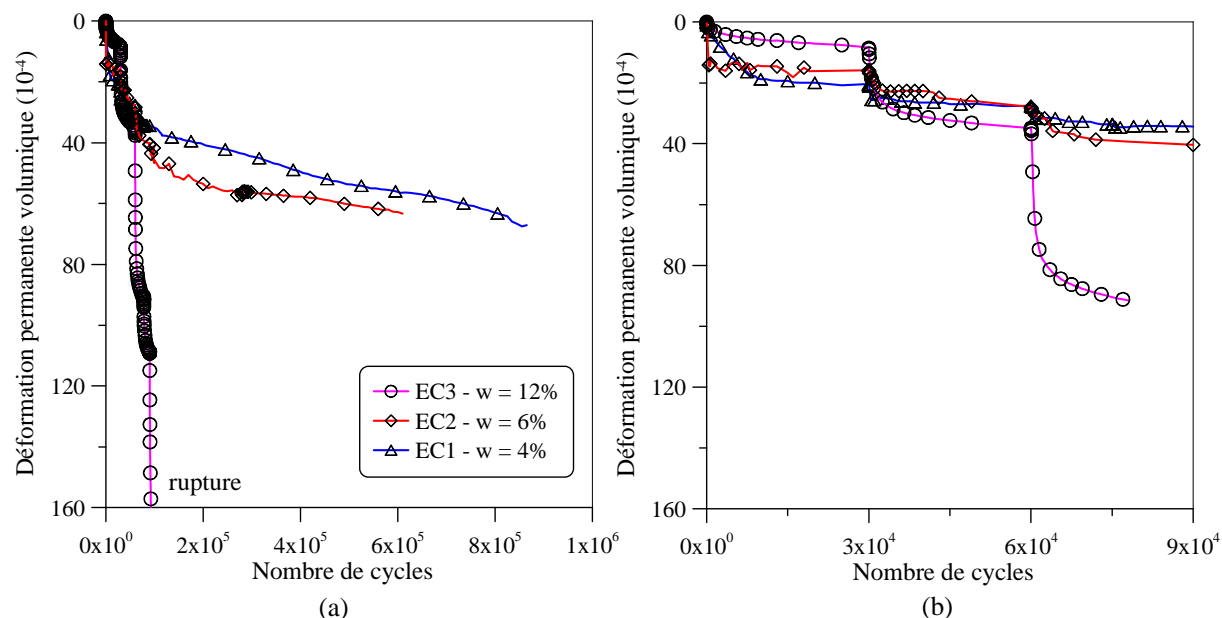


**Figure V-26 : Essais EC1, EC2, EC3 – Déformations permanentes axiales cumulées à la fin des paliers en fonction (a) du degré de saturation et (b) du déviateur**

Afin d'analyser l'effet de la teneur en eau et du niveau de chargement sur la déformation permanente axiale, la Figure V-26 présentent les déformations permanentes axiales cumulées à la fin de chaque palier en fonction du degré de saturation (Figure V-26a) et du déviateur (Figure V-26b). Les résultats montrent que les relations entre les déformations permanentes axiales à la fin des paliers et le degré de saturation sont linéaires (Figure V-26a). Pour chaque teneur en eau, la relation entre les déformations permanentes axiales à la fin des paliers et le déviateur peut être calée par une fonction exponentielle (Figure V-26b).

La Figure V-27a présente les déformations permanentes volumiques pour les essais EC1, EC2 et EC3. Comme pour la déformation permanente axiale, on observe une déformation

volumique importante dès les premiers cycles du dernier palier de l'essai EC3 suite à la rupture de l'éprouvette. Un zoom sur les trois premiers paliers est présenté sur la Figure V-27b. L'augmentation plus rapide de la déformation permanente volumique pour l'essai EC3 ( $w = 12\%$ ) par rapport à celles des essais EC1 ( $w = 4\%$ ) et EC2 ( $w = 6\%$ ) a été observée à partir du deuxième palier.



**Figure V-27 : Essais EC1, EC2, EC3 – Déformation permanente volumique en fonction du nombre de cycles : (a) essais complets, (b) trois premiers paliers**

La déformation permanente volumique en fonction du nombre de cycles des trois essais EC1, EC2 et EC3 sont présentées sur la Figure V-28a pour le premier palier, la Figure V-28b pour le deuxième palier, Figure V-28c pour le troisième palier et Figure V-28d pour le quatrième palier. Pour le premier palier,  $\Delta q_{max} = 45$  kPa, la déformation permanente volumique de l'essai EC1 a rapidement augmenté durant les 10 000 premiers cycles avant de se stabiliser à  $\varepsilon_v^p = 20 \cdot 10^{-4}$ . L'essai EC2 présente une fluctuation de la déformation permanente volumique jusqu'à 20 000 cycles avant de stabiliser à  $\varepsilon_v^p = 15 \cdot 10^{-4}$ . Pour l'essai EC3, la déformation permanente volumique augmente progressivement jusqu'à une valeur de  $\varepsilon_v^p = 7 \cdot 10^{-4}$  à la fin du premier palier. Le résultat obtenu pour le premier palier montre que plus le sol est sec, plus la déformation volumique permanente est grande. Ce phénomène peut être lié à l'état initial de l'éprouvette.

Pour le deuxième ( $\Delta q_{max} = 90$  kPa) et le troisième palier ( $\Delta q_{max} = 140$  kPa), les mêmes conclusions peuvent être faites, à l'exception de la déformation permanente volumique qui est d'autant plus importante que la teneur en eau est grande.

Pour le dernier palier ( $\Delta q_{max} = 200$  kPa), une montée très rapide de la déformation permanente volumique jusqu'à la rupture a été observée pour l'essai EC3. Les essais EC1 et EC2 présentent des augmentations plus lentes jusqu'à la fin des essais.

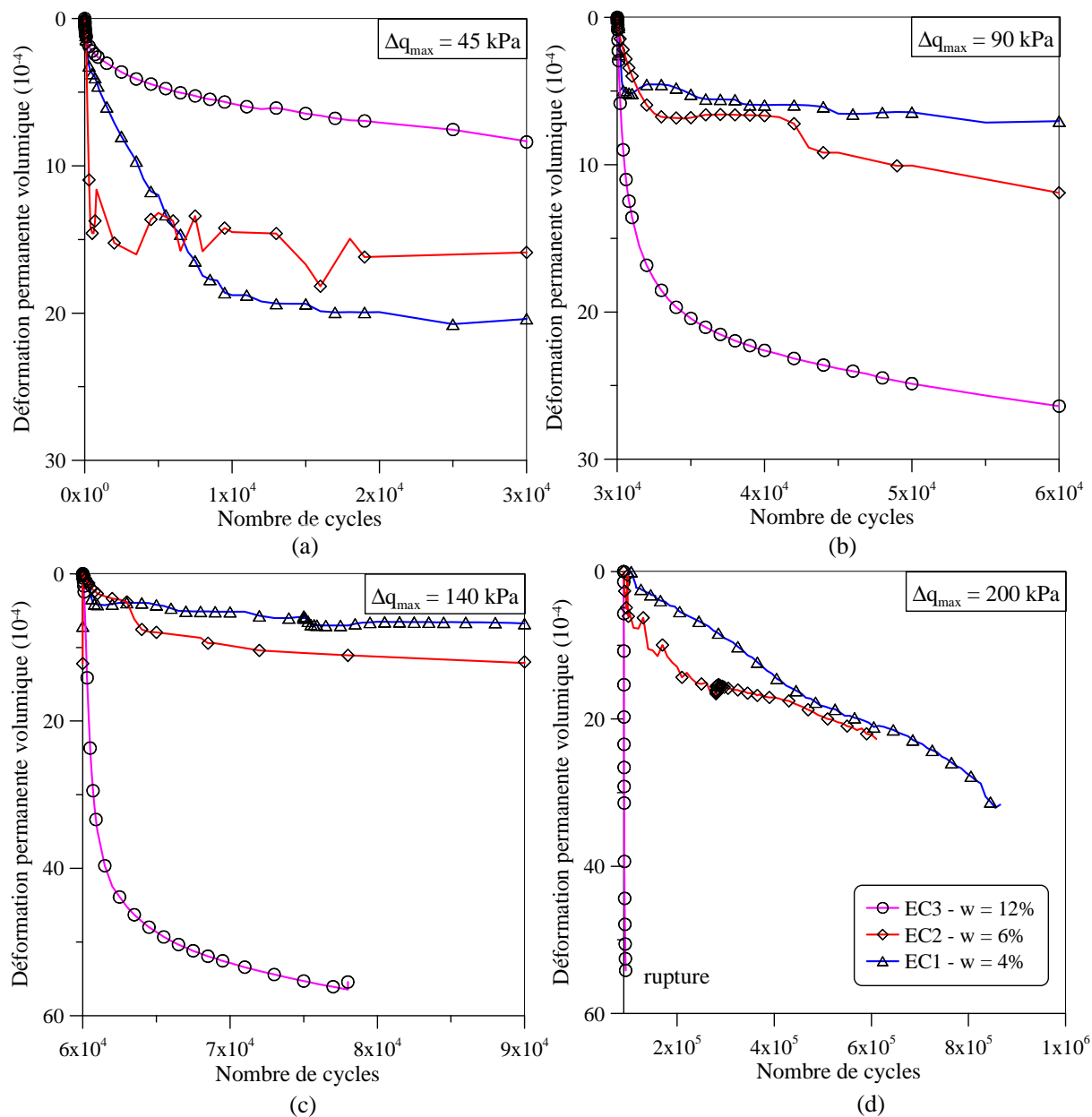


Figure V-28 : Essais EC1, EC2, EC3 – Déformation permanente volumique en fonction du nombre de cycles : (a) 1<sup>ère</sup> palier, (b) 2<sup>ème</sup> palier, (c) 3<sup>ème</sup> palier, (d) 4<sup>ème</sup> palier

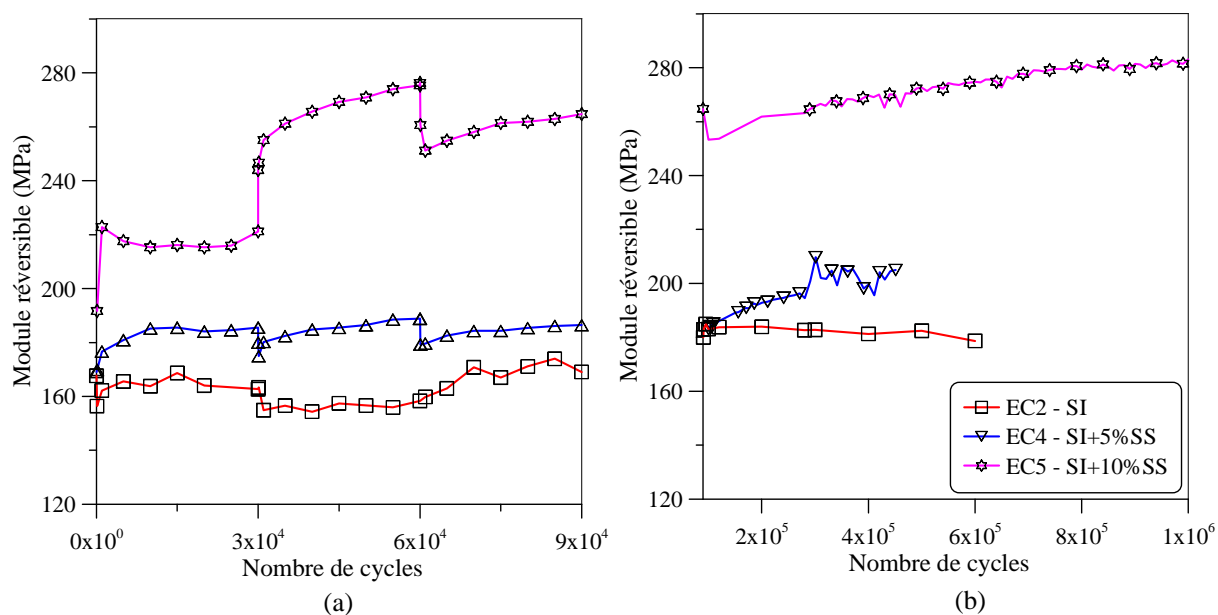
#### V.4.4 Influence de la teneur en fines

Afin de vérifier l'influence de la teneur en fines sur le comportement mécanique de la couche intermédiaire, le comportement réversible et les déformations permanentes sont étudiés pour les éprouvettes à différentes teneurs en fines. Les résultats des trois essais EC2 (SI), EC4

(SI+5%SS) et EC5 (SI+10%SS) (Tableau V-4), sont analysés. On rappelle que le sol intermédiaire (SI) contient 16% de fines inférieures de 0,08 mm. Les pourcentages de fines pour les éprouvettes EC4 et EC5 sont respectivement de 20% et 24% (Figure III-37).

#### **V.4.4.1 Etude du comportement réversible**

La Figure V-29a présente le module réversible en fonction du nombre de cycles lors des essais EC2, EC4 et EC5 pour les trois premiers paliers. On trouve que les modules réversibles des essais EC2 et EC4 sont quasi stables après environ 10 000 cycles et ce pour chaque palier. Par contre, le comportement de l'éprouvette EC5 est différent des échantillons EC2 et EC4. En effet, EC5 présente une stabilisation à 220 MPa pour le premier palier, une augmentation rapide au début du second palier et une augmentation linéaire jusqu'à la fin du palier. Ce palier est caractérisé par une réduction du module réversible par rapport au second palier. Les résultats pour le quatrième et dernier palier sont présentés sur la Figure V-29b. La stabilisation a été également observée après un grand nombre de cycles pour les essais EC2 et EC4 tandis qu'il continue à augmenter pour l'essai EC5 jusqu'à la fin de l'essai.



**Figure V-29 : Essais EC2, EC4 et EC5 – Module réversible en fonction du nombre de cycles : (a) trois premiers paliers, (b) 4<sup>ème</sup> palier**



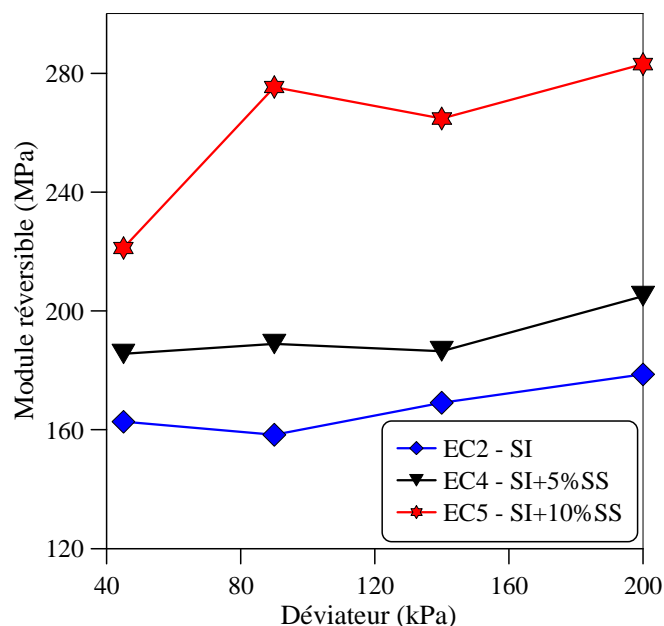


Figure V-30 : Essais EC2, EC4 et EC5 – Module réversible à la fin des paliers en fonction du déviateur

La Figure V-30 présente le module réversible à la fin des paliers en fonction du niveau de chargement des essais EC2, EC4 et EC5. Celle-ci montre que le module réversible augmente quand la part de fines croît. A une teneur en eau de 6%, le niveau de chargement n'influence que peu le comportement réversible du sol contenant 16% ou 20% de fines inférieures à 0,08mm. Du premier palier ( $\Delta q_{max} = 45$  kPa) au dernier palier ( $\Delta q_{max} = 200$  kPa), la valeur augmente de 165 MPa à 180 MPa pour l'essai EC2 et de 185 MPa à 205 MPa pour l'essai EC4. L'impact du niveau de chargement est plus important pour l'essai EC5 avec 24% de fines. Le module réversible pour cet essai croît de 220 MPa au premier palier ( $\Delta q_{max} = 45$  kPa) à 280 MPa pour le dernier palier ( $\Delta q_{max} = 200$  kPa).

#### V.4.4.2 Étude des déformations permanentes

La Figure V-31a présente la déformation permanente axiale en fonction de nombre de cycles pour les essais EC2, EC4 et EC5 à la teneur en eau  $w = 6\%$ . A noter l'arrêt de l'essai EC4 à la fin de troisième palier suite à un problème d'asservissement. L'essai EC5, lui, a été réalisé jusqu'à 1 000 000 cycles. Un zoom sur les trois premiers paliers est présenté sur la Figure V-31b. A la fin du troisième palier, les déformations permanentes axiales des essais EC2, EC4 et EC5 sont respectivement de  $\varepsilon_a^p = 50.10^{-4}$ ,  $40.10^{-4}$  et  $20.10^{-4}$ . A la lumière de ces essais, on note que le sol contenant plus de fines présente une déformation permanente axiale plus petite.

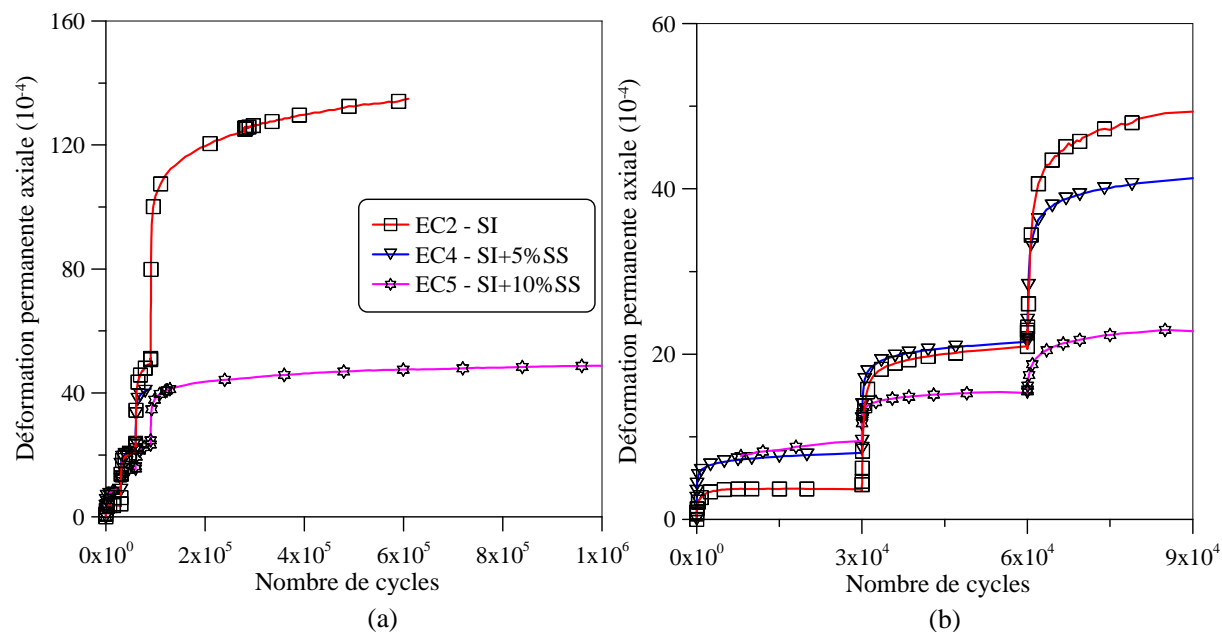
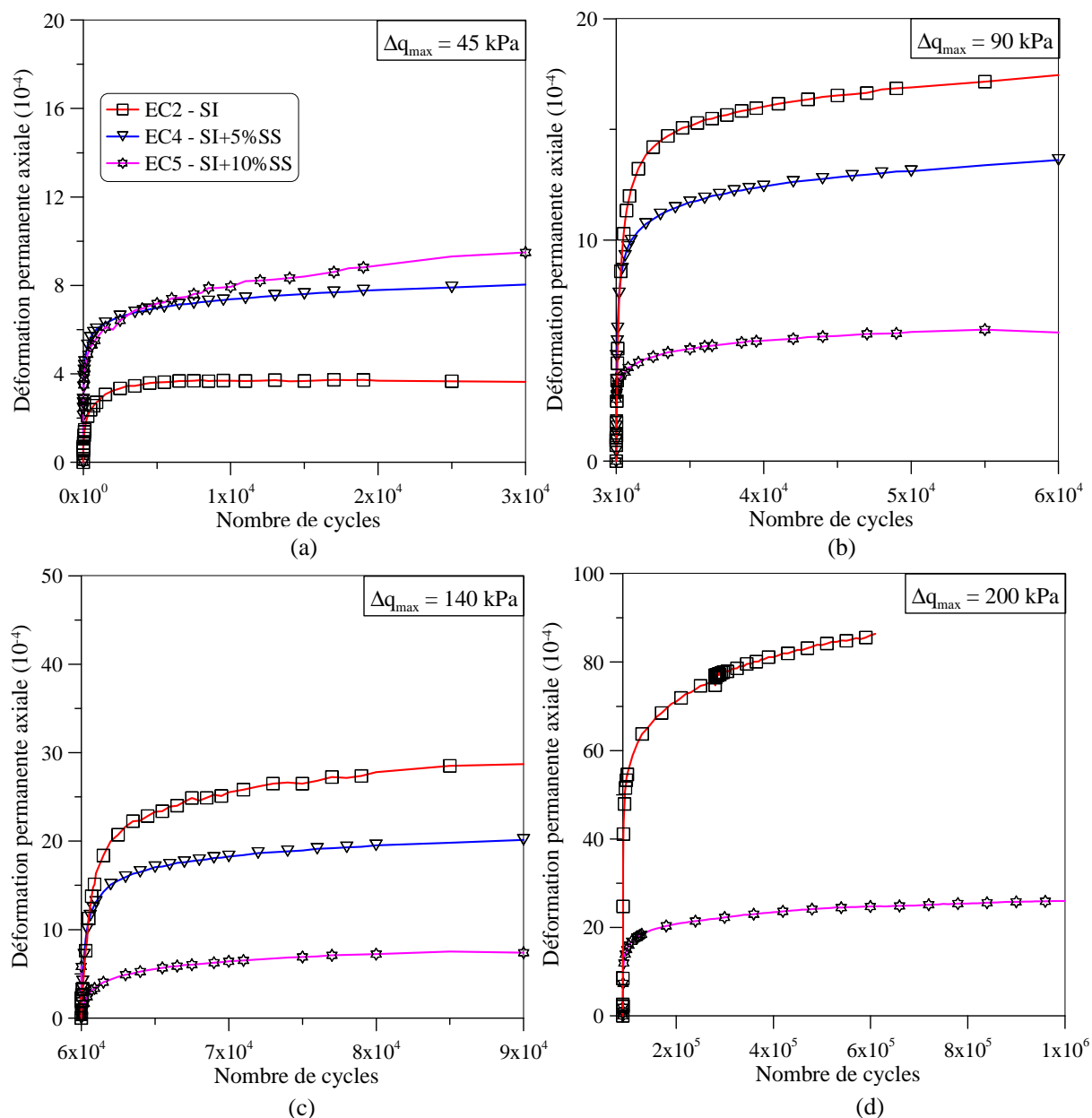


Figure V-31 : Essais EC2, EC4 et EC5 – Déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles :  
(a) essais complets, (b) trois premiers paliers

Afin d'étudier l'évolution de la déformation permanente axiale pour les essais EC2, EC4 et EC5 sous des niveaux de chargement différents, les Figure V-32a, b, c, d présentent respectivement les déformations permanentes axiales en fonction du nombre de cycles pour ces essais avec les quatre paliers. Ces essais montrent que la déformation permanente axiale est d'autant plus importante que le niveau de chargement est élevé.

Pour le premier palier, l'importance de la déformation permanente axiale est corrélée par la teneur en fines de l'éprouvette. Au cours des premiers cycles, les augmentations rapides des déformations permanentes axiales pour les essais EC4, EC5 ont été observées. Lors des cycles suivants, le taux d'augmentation diminue jusqu'à  $\varepsilon_a^p = 7,5 \cdot 10^{-4}$  pour l'essai EC4 et  $\varepsilon_a^p = 9,5 \cdot 10^{-4}$  pour l'essai EC5.

Contrairement au premier palier, les résultats obtenus pour les paliers deux (Figure V-32b) et trois (Figure V-32c) ont montré que la déformation permanente axiale est plus importante pour les sols contenant moins de fines. A la fin de ces paliers, celle-ci a continué d'augmenter légèrement pour les essais EC2 et EC4 tandis qu'elle est quasiment stabilisée pour l'essai EC5. Le dernier palier a montré l'influence importante de la teneur en fine sur la déformation permanente axiale. A la fin de l'essai, la déformation permanente de l'essai EC2 (SI) est quatre fois plus grande que celle de l'essai EC5 (SI+10%SS). De plus, à partir de  $N = 400\,000$  cycles, une stabilisation est observée pour l'essai EC5 tandis que la déformation permanente axiale de l'essai EC2 continue à augmenter.



**Figure V-32 : Essais EC2, EC4 et EC5 – Déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles :**  
 (a) 1<sup>ère</sup> palier (b) 2<sup>ème</sup> palier (c) 3<sup>ème</sup> palier (d) 4<sup>ème</sup> palier

La Figure V-33 présente les déformations permanentes axiales cumulées pour chaque palier en fonction du déviateur pour les essais EC2, EC4 et EC5. On remarque que l'influence de la contrainte appliquée sur la déformation permanente axiale diminue lorsque la teneur en fines augmente. Les déformations permanentes axiales cumulées de chaque palier pour les trois premiers sont presque identiques à celle mesurée lors de l'essai EC5 (SI+10%SS).

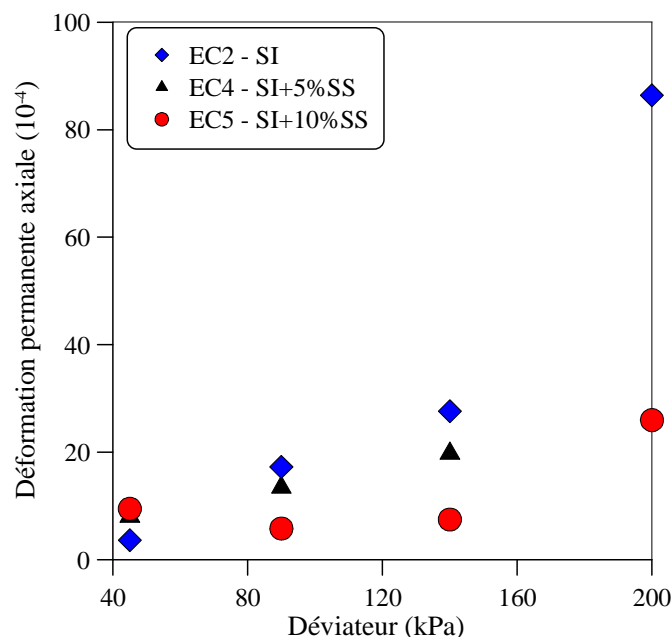


Figure V-33 : Essais EC2, EC4 et EC5 – Déformations permanentes axiales cumulées de chaque palier en fonction du déviateur

La Figure V-34 présente la déformation permanente volumique en fonction du nombre de cycles pour les essais EC2, EC4 et EC5. Une petite fuite de la cellule a été identifiée lors de l'essai EC5. On trouve donc une déformation permanente volumique pour cet essai beaucoup plus grande que pour les deux autres essais.

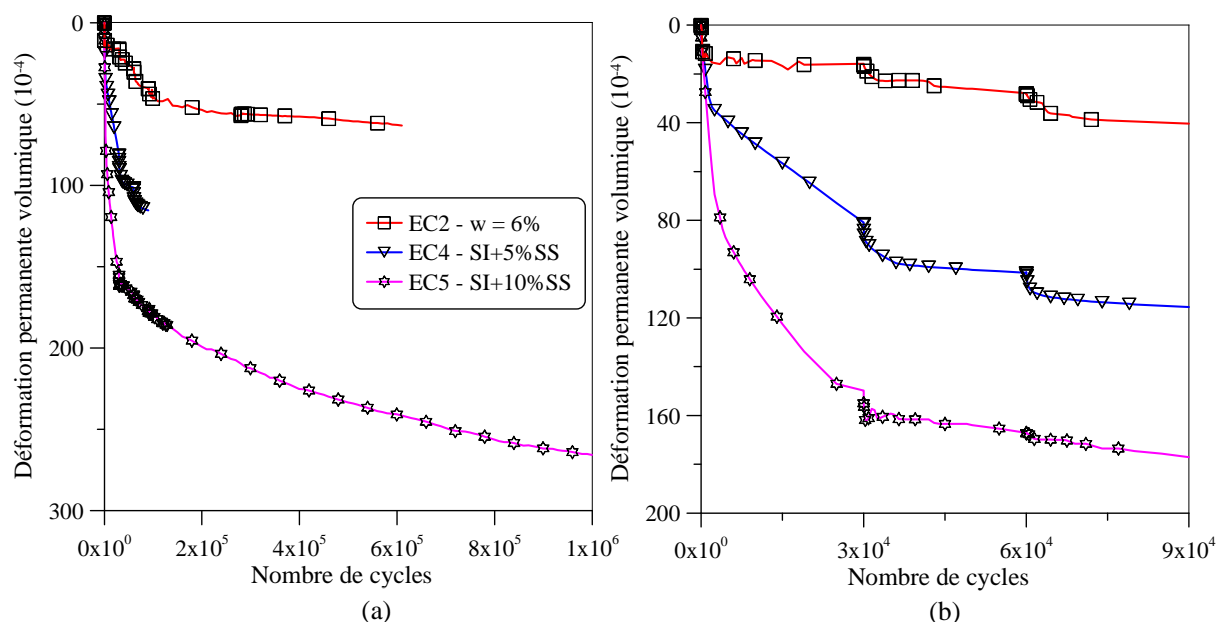


Figure V-34 : Essais EC2, EC4 et EC5 – Déformation permanente volumique en fonction du nombre de cycles : (a) essais complets, (b) trois premiers paliers

## V.5 Modélisation des déformations permanentes axiales

Les résultats expérimentaux trouvés dans la littérature ont montré que le niveau de chargement, le nombre de cycles, l'état de sol (teneur en eau et densité sèche) et le type de sol sont les facteurs principaux influençant la déformation permanente du sol sous des charges cycliques (Li & Selig, 1996; Gidel *et al.*, 2001). A partir des résultats expérimentaux obtenus, plusieurs modèles empiriques ont été proposés pour prévoir la déformation permanente axiale. Ceux-ci sont généralement des relations exprimant l'évolution de la déformation permanente en fonction du nombre de cycles (Barksdale, 1972; Hornyk *et al.*, 1993; Pauter *et al.*, 1994; Wolff & Visser, 1994; AFNOR, 1995) ou en fonction du niveau de chargement (Shenton, 1974; Pappin, 1979; Lekarp & Dawson, 1998). Gidel *et al.* (2001) a proposé un modèle pour prévoir la déformation permanente axiale des graves non traitées (GNT) en fonction du nombre de cycles et du niveau de chargement en se basant sur les résultats triaxiaux cycliques obtenus suivant la procédure de chargement par paliers. Ce modèle s'écrit sous la forme :

$$\varepsilon_a^p = g(\Delta p_{\max}, \Delta q_{\max}) \cdot f(N) \quad (\text{V-3})$$

La séparation de l'effet du nombre de cycles et du niveau de chargement permet de déterminer facilement les paramètres du modèle. Concernant l'effet du nombre de cycles, correspondant à la fonction  $f(N)$ , le modèle proposé par Hornyk *et al.* (1993) a été adopté. Celui-ci a été vérifié et validé par de nombreux résultats expérimentaux pour les GNT utilisées dans les fondations de chaussées routières. De plus, ce modèle a été repris dans la norme française (AFNOR, 1995).

$$f(N) = \varepsilon_a^{p*} = \varepsilon_a^p(N) - \varepsilon_a^p(100) = A \left( 1 - \left( \frac{N}{100} \right)^{-B} \right) \quad \text{pour } N > 100 \text{ cycles} \quad (\text{V-4})$$

Où :  $\varepsilon_a^{p*}$  est la déformation permanente axiale après les 100 premiers cycles ;

$A, B$  sont les paramètres du modèle.

Cette relation suppose que  $\varepsilon_a^p(N)$  tend vers une limite finie pour  $N$  infini. Elle ne peut donc s'appliquer que pour des niveaux de chargement où il y a effectivement stabilisation des déformations permanentes. De plus, les cent premiers cycles, qui correspondent à un réarrangement du matériau, sont généralement éliminés (Gidel *et al.*, 2001).

Pour la fonction  $g(\Delta p_{\max}, \Delta q_{\max})$  correspondant à l'effet du niveau de chargement, Gidel *et al.* (2001) ont montré que la déformation permanente axiale augmente lorsque la contrainte

moyenne ( $p$ ) augmente et qu'elle dépend fortement du chemin de chargement  $\Delta q_{\max}/\Delta p_{\max}$ . L'expression suivante a été donc proposée pour cette fonction :

$$g(\Delta p_{\max}, \Delta q_{\max}) = \varepsilon_a^{p0} \left( \frac{l_{\max}}{p_a} \right)^n \frac{1}{\left( m + \frac{s}{\Delta p_{\max}} - \frac{\Delta q_{\max}}{\Delta p_{\max}} \right)} \quad (\text{V-5})$$

Où :  $\varepsilon_a^{p0}$ ,  $m$ ,  $n$ ,  $s$  sont des paramètres ;  $l_{\max} = \sqrt{\Delta p_{\max}^2 + \Delta q_{\max}^2}$  et  $p_a = 100$  kPa

Pour déterminer la fonction  $g$ , les déformations permanentes axiales obtenues à la fin des paliers sont supposées être identiques à celles qui seraient obtenues sur une éprouvette vierge.

L'influence de la teneur en eau sur le comportement mécanique des matériaux grossiers sous chargement cyclique a été observée par plusieurs auteurs (Selig & Water, 1994; Gidel *et al.*, 2002; Ekblad & Isacsson, 2007; Werkmeister, 2003). Les résultats obtenus dans ce travail pour le sol de la couche intermédiaire ont également montré l'influence importante de la teneur en eau. Pourtant, lorsqu'on analyse les formules précédemment citées, l'effet de la teneur en eau n'a pas été pris en compte dans les modèles de déformations permanentes. Dans cette étude, on propose un modèle des déformations permanentes axiales qui prend en compte le nombre de cycles, le niveau de chargement et la teneur en eau du sol en se basant sur le modèle de Gidel *et al.* (2001).

Le modèle proposé s'écrit sous la forme :

$$\varepsilon_a^p = t(S_r, \Delta q_{\max}) \cdot f(N) \quad (\text{V-6})$$

Où :  $f(N)$  est la déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles qui est calculée par l'Eq. (V-4) ;  $t(S_r, \Delta q_{\max})$  est la déformation permanente axiale en fonction du niveau de chargement et l'état hydrique du sol.

La Figure V-26 montre que les relations entre les déformations permanentes axiales à la fin des paliers et le degré de saturation sont linéaires. Pour chaque teneur en eau, les relations entre les déformations permanentes axiales à la fin des paliers et le déviateur peuvent être calées par une fonction exponentielle. En se basant sur ces résultats, la fonction  $t(S_r, \Delta q_{\max})$  est proposée sous la forme suivante :

$$t(S_r, \Delta q_{\max}) = \varepsilon_a^{p0} (S_r + a) \left( \frac{\Delta q_{\max}}{p_a} \right)^\alpha \quad (\text{V-7})$$

Où :  $\varepsilon_a^{p0}$ ,  $a$ ,  $\alpha$  sont des paramètres et  $p_a = 100$  kPa.

### V.5.1 Détermination des paramètres du modèle proposé

Les résultats obtenus pour l'essai EC1 ( $w = 4\%$ ) et EC2 ( $w = 6\%$ ) ont été utilisés pour déterminer les paramètres du modèle proposé. Afin d'évaluer la pertinence du modèle, les paramètres trouvés ont été utilisés pour simuler les résultats pour l'essai EC3 ( $w = 12\%$ ). La détermination des paramètres du modèle est réalisée en deux étapes qui sont décrites ci-dessous :

**Etape 1** consiste à caler l'Eq. (V-7) sur les déformations permanentes axiales à la fin des paliers des essais EC1 et EC2 pour déterminer les paramètres  $\varepsilon_a^{p0}$ ,  $a$ ,  $\alpha$ ; le résultat est présenté sur la Figure V-35 ; on trouve que le modèle proposé est bien calé sur les points expérimentaux avec les valeurs des paramètres :  $\varepsilon_a^{p0} = 99,42 \cdot 10^{-4}$ ;  $a = -0,25$  et  $\alpha = 2,54$ ;

- **Etape 2** cale l'Eq. (V-6) par la méthode des moindres carrée sur les résultats obtenus des essais EC1 et EC2 pour déterminer les paramètres A, B du modèle en utilisant les paramètres déterminés pour la fonction  $t$ ; les calages sont présentés sur la Figure V-36a et un zoom sur les trois premiers paliers est présenté sur la Figure V-36b.

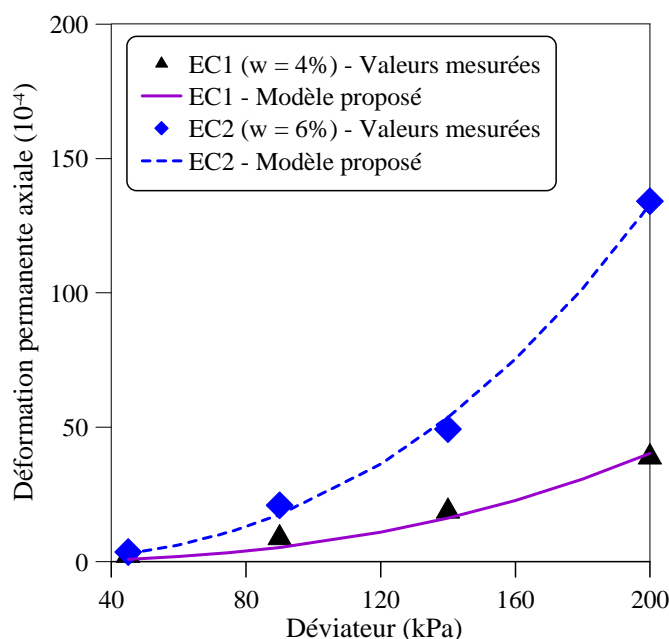


Figure V-35 : Calage du modèle proposé sur les déformations permanentes axiales mesurées à la fin de chaque palier pour les essais EC1 et EC2



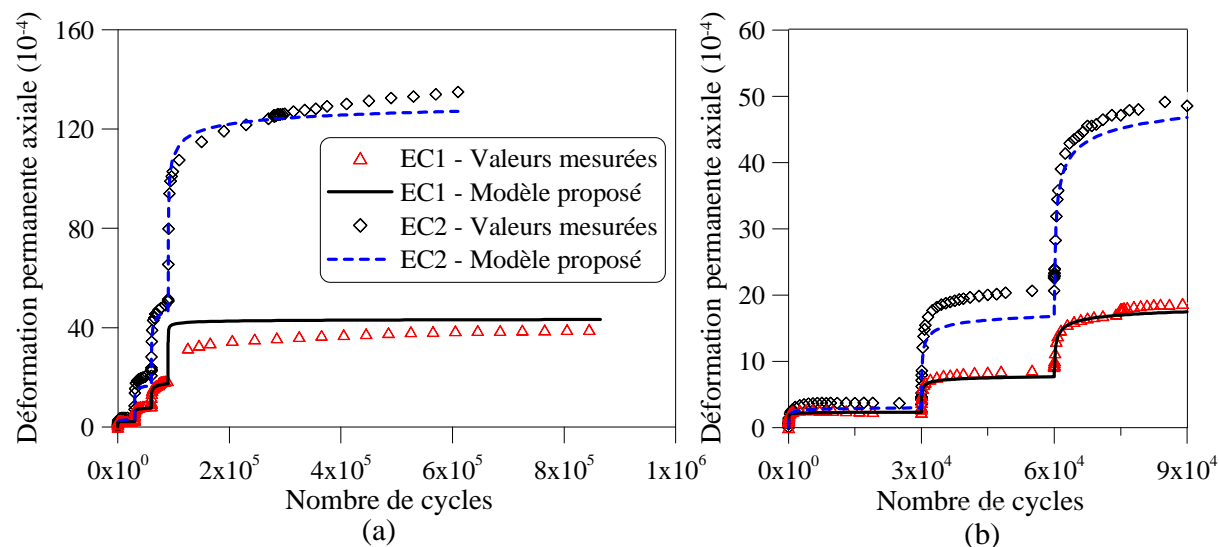


Figure V-36 : Calage du modèle proposé sur les résultats des essais EC1 et EC2 :

(a) essais complets, (b) trois premiers paliers

On voit que le modèle simule bien les trois premiers paliers de l'essai EC1. Pour le dernier palier, un écart a été observé au début du palier, mais les valeurs du modèle sont proches des points expérimentaux à la fin de l'essai. Par contre, des différences entre le modèle et le résultat de l'essai EC2 ont été observées à la fin des paliers 2, 3 et 4. On note que les déformations permanentes axiales ne sont pas stabilisées à la fin de ces paliers (Figure V-25) tandis que celles de l'essai EC1 étaient presque stabilisées à la fin des paliers. Comme évoqué précédemment, le modèle est plus pertinent si les déformations permanentes axiales tendent vers une stabilisation à la fin des paliers. Les paramètres trouvés sont présentés dans le Tableau V-5.

Tableau V-5 : Paramètres du modèle proposé pour le sol de la couche intermédiaire

Equation	Paramètre	Valeur
$t(S_r, \Delta q_{\max}) = \varepsilon_1^{p0} (S_r + a) \left( \frac{\Delta q_{\max}}{p_a} \right)^\alpha$	$\varepsilon_a^{p0}$	$99,42 \cdot 10^{-4}$
	$a$	-0,25
	$\alpha$	2,54
$\varepsilon_1^p = t(S_r, \Delta q_{\max}) \cdot f(N)$	A	0,67
	B	0,24

## V.5.2 Vérification du modèle proposé

Les paramètres trouvés dans le Tableau V-5 sont utilisés pour simuler l'essai EC3 (éprouvette saturée). La Figure V-37 présente la comparaison entre les résultats expérimentaux et la simulation.

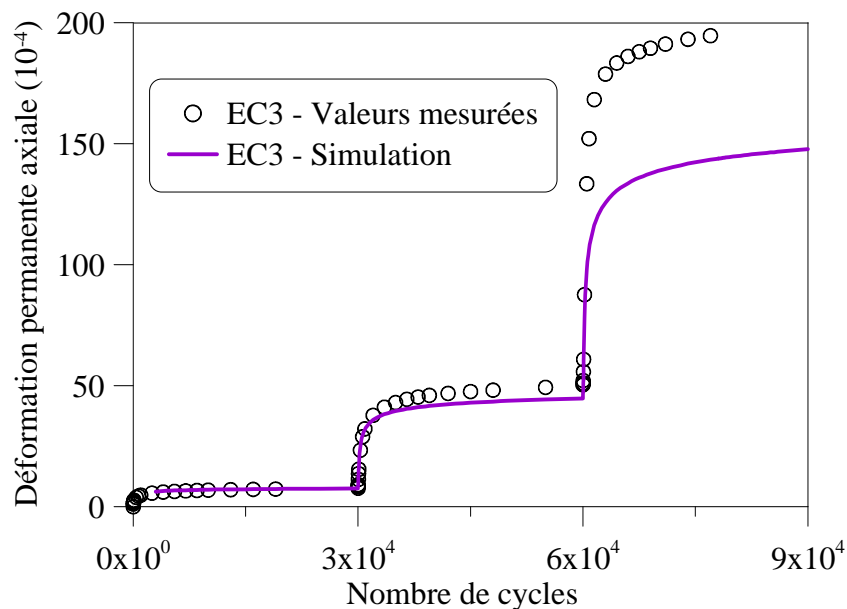


Figure V-37 : Validation du modèle proposé – simulation de l'essai EC3

On note que le modèle proposé utilisant les paramètres déterminés à partir des résultats des essais EC1 ( $w = 4\%$ ) et EC2 ( $w = 6\%$ ) permet de bien reproduire les deux premiers paliers de l'essai EC3 ( $w = 12\%$ ). Par contre, une différence significative apparaît lors du troisième palier. On rappelle que la déformation permanente axiale de l'essai EC3 était importante à partir du troisième palier et qu'elle n'était pas stabilisée à la fin de ce palier, ce qui permet d'expliquer cette dérive. De plus, une rupture a été observée dès les premiers cycles du quatrième palier (Figure V-25d). C'est la raison pour laquelle on ne voit pas ce palier.

## V.6 Discussion

### V.6.1 Difficultés des études en laboratoire

L'essai triaxial est utilisé le plus souvent en laboratoire pour étudier le comportement mécanique du sol. Pourtant, la réalisation des essais triaxiaux sur des grandes éprouvettes ( $\Phi 300$  mm,  $H = 600$  mm) a engendré des difficultés particulières. Ces dernières sont les suivantes :

- Préparation des échantillons : Afin d'imposer une teneur en eau différente aux échantillons, les quantités d'eau correspondantes ont été mélangées avec les sols secs dans un grand malaxeur (III.2.1.2.1). Après les essais, les teneurs en eau des échantillons ont été remesurées. Les différences entre les teneurs en eau imposées et celles obtenues après les essais ont été observées. La différence maximale est de 15% (essai EM5).
- Densité de l'éprouvette : les éprouvettes ont été compactées manuellement à l'aide d'un marteau vibrant en 6 couches de 10 cm. Avec cette méthode, la densité sèche maximale est de  $2,01 \text{ Mg/m}^3$  qui correspond à 88% de la densité maximale estimée par les essais au Proctor modifié et 84% de la densité mesurée in situ.
- Homogénéisation des éprouvettes : L'homogénéisation des éprouvettes est conditionnée par la teneur en eau initiale, par la teneur en fines des éprouvettes et par la méthode de compactage. Balay *et al.* (1998) ont mesuré la densité des éprouvettes réalisées avec des méthodes de compactage différentes qui visent la même masse volumique par la méthode de gammadensimétrie. Le résultat a montré une variation de la masse volumique de  $1,9 \text{ Mg/m}^3$  à  $2,2 \text{ Mg/m}^3$  en fonction de la hauteur de l'éprouvette et de la méthode de compactage.
- Etanchéité de la cellule et de la membrane : la cellule triaxiale est constituée par trois enceintes séparées (Voir III.3.1.1). Bien que ces enceintes aient été solidarisées à l'aide de tirants de serrage, des petites fuites ont été observées aux niveaux des joints toriques. Dans ce cas, la déformation volumique mesurée en se basant sur le changement du volume d'eau dans la cellule n'est plus correcte. De plus, dans quelques cas, l'étanchéité entre la membrane de l'éprouvette et l'eau de confinement n'a pas été assurée de façon satisfaisante par les joints toriques. Par conséquent, l'eau est entrée dans l'échantillon, modifiant ainsi le comportement de l'éprouvette et rendant inexploitable les résultats. Ce problème a été observé pour quatre essais (deux monotones et deux cycliques).
- Condition de sécurité : les essais triaxiaux cycliques sont réalisés sur environ 3 jours en continu. Les règles de sécurité doivent être définies, en particulier sur le déviateur, le déplacement et sur la pression de cellule. Il s'est souvent produit des arrêts à cause du dépassement des seuils fixés. Ces essais ont dû être relancés. C'est la raison de la

grande hétérogénéité du nombre de cycles, en particulier, sur le dernier palier entre les essais.

## V.6.2 Critères de l'état limite

Les résultats obtenus lors des essais triaxiaux cycliques ont montré l'influence significative des paramètres (niveau de chargement, teneur en eau, teneur en fine, nombre de cycles) sur la déformation permanente de la couche intermédiaire. Afin de vérifier le niveau d'influence de chaque paramètre sur le comportement à long terme de la couche intermédiaire, on utilise les critères de l'état limite appliqué pour les GNT dans la norme NF EN 13286-7 (2004b). D'après cette norme, le comportement à long terme des matériaux granulaires peut être divisé en trois domaines A, B et C (voir I.2.2.5) définis par les critères suivants :

**Domaine A** :  $\varepsilon_{a5000}^p - \varepsilon_{a3000}^p < 0,45 \cdot 10^{-4}$  : domaine où la déformation permanente se stabilise.

**Domaine B** :  $0,45 \cdot 10^{-4} < \varepsilon_{a5000}^p - \varepsilon_{a3000}^p < 4 \cdot 10^{-4}$  : rupture à très grand nombre de cycles.

**Domaine C** :  $\varepsilon_{a5000}^p - \varepsilon_{a3000}^p > 4 \cdot 10^{-4}$  : rupture après un petit nombre de cycles.

Où :  $\varepsilon_{a5000}^p$  est la déformation permanente axiale cumulée après 5000 cycles ;

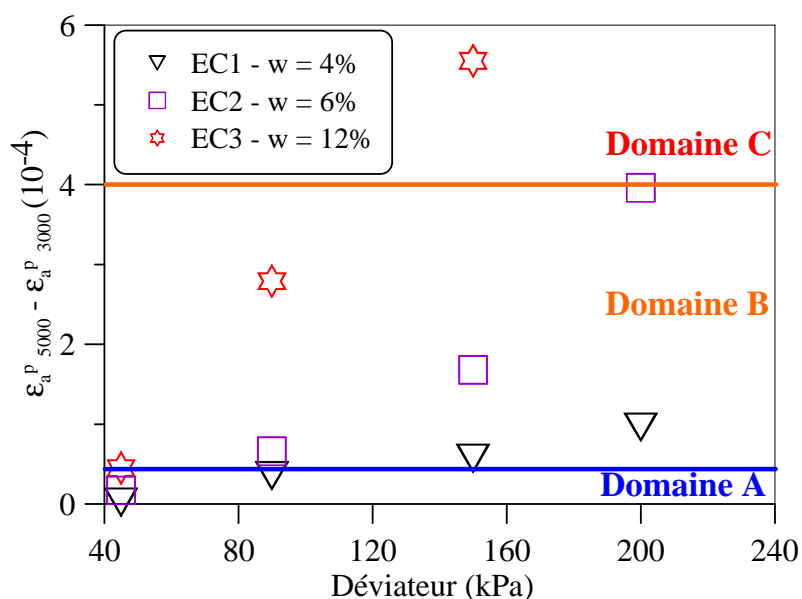
$\varepsilon_{a3000}^p$  est la déformation permanente axiale cumulée après 3000 cycles.

Afin de vérifier l'effet de la teneur en eau, les différences entre les déformations permanentes axiales après 5 000 cycles et après 3 000 cycles des paliers différents pour les essais EC1, EC2 et EC3 sont présentées dans le Tableau V-6.

**Tableau V-6 : Différences entre les déformations permanentes axiales après 5000 cycles et après 3000 cycles des paliers pour les essais EC1, EC2 et EC3**

Niveau de chargement		$\varepsilon_{a5000}^p - \varepsilon_{a3000}^p (10^{-4})$		
palier	$\Delta q_{max}$ (kPa)	EC1 ( $w = 4\%$ )	EC2 ( $w = 6\%$ )	EC3 ( $w = 12\%$ )
1	45	0,02	0,17	0,45
2	90	0,35	0,66	2,79
3	140	0,57	1,68	5,55
4	200	0,96	3,96	rupture

La Figure V-38 présente les déformations permanentes axiales à 3 000 cycles et à 5 000 cycles pour chaque palier en fonction des déviateurs pour les essais EC1, EC2 et EC3. On observe qu'au premier palier où le déviateur est faible, le comportement des éprouvettes se situe dans le domaine A quel que soit l'état hydrique. A partir du troisième palier, les éprouvettes à des teneurs en eau inférieures à 6% se trouvent dans le domaine B, alors que l'éprouvette à l'état saturé se trouve dans le domaine C.



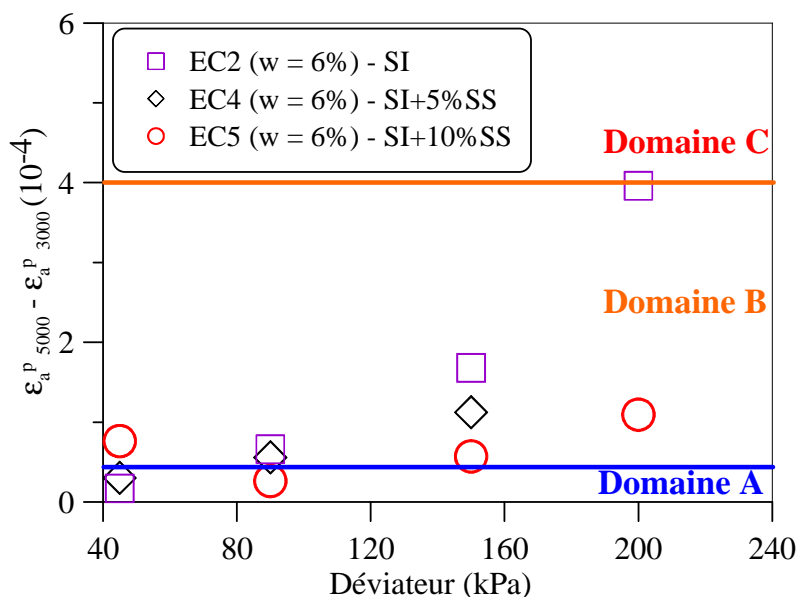
**Figure V-38 : Déformations permanentes axiales de 3000 cycles à 5000 cycles des paliers en fonction du déviateur pour les essais EC1, EC2 et EC3**

Pour voir l'effet de la teneur en fines, les différences entre les déformations permanentes axiales après 5 000 cycles et après 3 000 cycles pour les essais EC2, EC4 et EC5 sont comparées dans le Tableau V-7.

**Tableau V-7 : Différences entre les déformations permanentes axiales après 5000 cycles et après 3000 cycles des paliers pour les essais EC2, EC4 et EC5**

Niveau de chargement		$\varepsilon_{a5000}^p - \varepsilon_{a3000}^p$ (10 <sup>-4</sup> )		
palier	$\Delta q_{max}$ (kPa)	EC2 (SI)	EC4 (SI+5%SS)	EC5 (SI+10%SS)
1	45	0,17	0,30	0,76
2	90	0,66	0,56	0,26
3	140	1,68	1,12	0,57
4	200	3,96	-	1,09

La Figure V-39 présente les déformations permanentes axiales à 3 000 cycles et à 5 000 cycles de tous les paliers en fonction du déviateur pour les essais EC2, EC4 et EC5. On observe que le comportement des éprouvettes correspondant aux essais EC4 et EC5 se situe à la limite entre le domaine A et le domaine B pour tous les niveaux de contraintes compris entre 45 kPa et 200 kPa. Par contre, au dernier palier de l'essai EC2, le comportement du sol est très proche de la limite entre le domaine B et le domaine C.



**Figure V-39 : Déformations permanentes axiales de 3000 cycles à 5000 cycles des paliers en fonction du déviateur pour les essais EC2, EC4 et EC5**

La Figure V-39 montre l'influence de la teneur en fines sur la sensibilité de la déformation permanente axiale à la contrainte appliquée. La déformation permanente axiale de 3 000 cycles à 5 000 cycles de l'essai EC2 augmente rapidement lorsque le déviateur augmente. Pourtant, cette augmentation diminue nettement avec l'augmentation de la teneur en fines. Ce phénomène peut être lié à la teneur en eau et à la densité des fines dans le sol grossier. D'après Côté & Konrad (2003), la constitution du sol grossier se compose de gros grains ( $d > 0,08$  mm) qui sont considérés comme le squelette du sol, et des fines ( $d < 0,08$  mm) qui sont enserrés dans les pores du squelette. La porosité du squelette diminue lorsque la teneur en fines augmente jusqu'à une teneur en fine critique. Au-delà de cette dernière, on considère que les grains ne sont plus connectés dans la matrice de fines. Les sols ont donc un comportement assimilable à celui de la fraction fine (AFNOR, 1992a). D'après Flon & Poulin (1987), le pourcentage critique de fines ( $d < 0,08$  mm) est de 10% pour les matériaux de granulométrie 0/20 mm utilisés en fondation routière. D'après la norme NF P11-300, le sol

intermédiaire est classé C1. Pour ce type de sol, un seuil de pourcentage de fines inférieure à 0,08mm est de 35%.

Dans notre cas, les échantillons ayant des teneurs en fines différentes ont été préparés avec la même teneur en eau de 6% et à la même densité sèche  $\rho_d = 2,01 \text{ Mg/m}^3$ . Les teneurs en fine ( $d < 0,08 \text{ mm}$ ) des éprouvettes des essais EC2, EC4 et EC5 sont respectivement de 16, 20 et 24%. Celles-ci sont inférieures au seuil de 35% définis par la norme NF P11-300 (AFNOR, 1992a).

A la lumière de ces résultats, on peut tirer les conclusions suivantes : les fines ne gouvernent pas le comportement global de la couche intermédiaire mais elles présentent une influence non négligeable. De plus, on suppose que les grains supérieurs à 0,08 mm sont les particules solides. L'eau va donc se concentrer principalement dans les particules de sol inférieures à 0,08 mm. Il est ainsi possible de calculer la densité sèche équivalente par l'Eq. (II.5) et la teneur en eau équivalente de la partie inférieure à 2 mm par l'Eq. (V-8).

$$w_f = \frac{m_w}{m_{sf}} \cdot 100 = \frac{m_w}{F \cdot m_s} \cdot 100 = \frac{w}{F} \cdot 100 \quad (\text{V-8})$$

Où :  $w_f$   $w$  sont la teneur en eau de la partie inférieure à 0,08 mm et de l'éprouvette ;

$m_w$  est la masse d'eau dans l'éprouvette ;

$m_s$  est la masse des particules solides dans l'éprouvette ;

$F$  est le pourcentage de fines dans l'éprouvette.

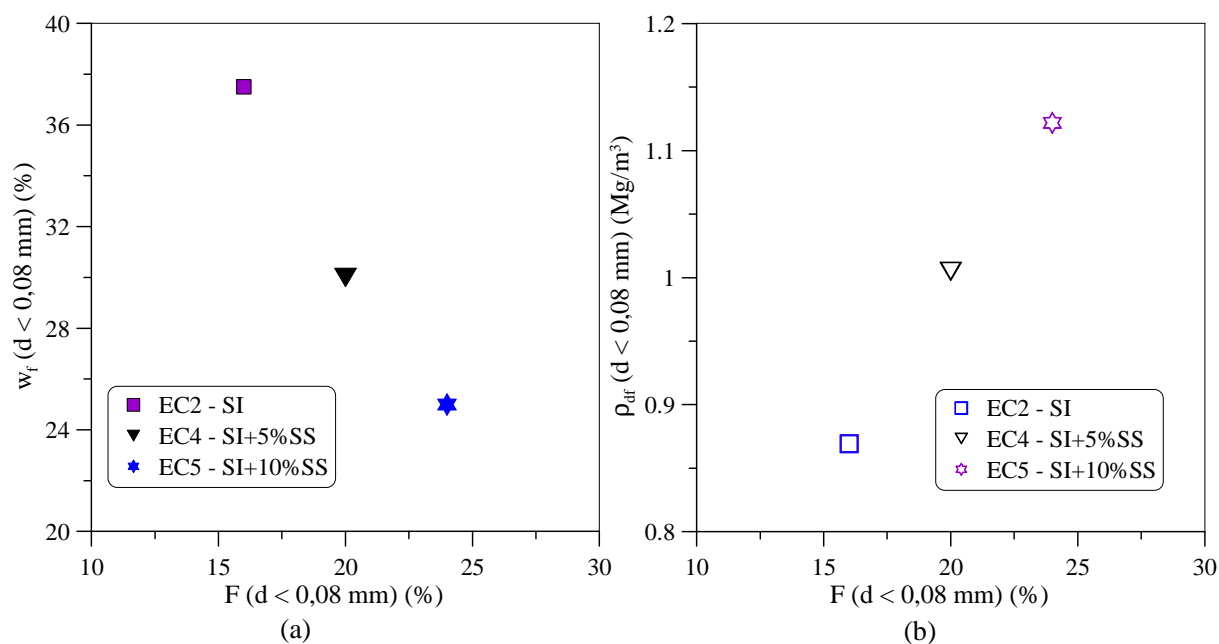
Le Tableau V-8 présente les teneurs en eau et les densités sèches de la partie inférieure à 0,08 mm des éprouvettes EC2, EC4 et EC5 correspondant à une teneur en eau globale de 6% et à une densité sèche globale de  $2,01 \text{ Mg/m}^3$ .

**Tableau V-8 : Paramètres des échantillons et des parties inférieures à 0,08 mm**

Essai	Echantillon global				Partie inférieure à 0,08 mm	
	Sol	$w$ (%)	$\rho_d$ ( $\text{Mg/m}^3$ )	$F$ ( $d < 0,08 \text{ mm}$ ) (%)	$\rho_{df}$ ( $\text{Mg/m}^3$ )	$w_f$
EC2	SI	6	2,01	16	0,87	37,5
EC4	SI+5%SS	6	2,01	20	1,01	30,0
EC5	SI+10%SS	6	2,01	24	1,12	25,0



La Figure V-40 présente l'évolution de la teneur en eau et de la masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau des parties inférieures à 0,08 mm pour les essais EC2, EC4 et EC5. On observe qu'avec la même teneur en eau et densité globale des éprouvettes, l'augmentation de la teneur en fines engendre une diminution de la teneur en eau (Figure V-40a) et une augmentation de la densité sèche (Figure V-40b) de la partie inférieure à 0,08 mm. On peut également noter que la teneur en eau influence significativement la déformation permanente axiale de la couche intermédiaire. Le sol est plus humide, la déformation permanente axiale est donc plus grande. La densité des fines joue également un rôle important sur le comportement de la couche intermédiaire. La densité plus grande implique une cohésion et un angle de frottement plus importants dans le cas du sol non saturé. Cela réduit la déformation permanente de la couche intermédiaire. Par contre, une teneur en fines importante engendre une réduction de la rigidité globale et le risque de remontée boueuse dans le cas du sol saturé.



**Figure V-40 : Parties inférieures à 0,08 mm pour les essais EC2, EC4 et EC5 : (a) évolution de la teneur en eau (a) et evolution de la masse volumique sèche (b) en fonction de la teneur en fines**

### V.6.3 Validation du modèle de déformation permanente axiale

Les Figure V-36 et Figure V-37 ont montré que le modèle préposé pour la déformation permanente axiale du sol de la couche intermédiaire peut bien décrire le comportement dans les domaines A, B. Le modèle a pris en compte l'influence du nombre de cycles, du niveau de chargement et de l'état hydrique de la couche intermédiaire. La Figure V-41 présente la

comparaison entre le modèle proposé et les valeurs expérimentales. Avec les paramètres trouvés, il n'y a pas de déformation permanente de la couche intermédiaire si le degré de saturation est inférieur à 25%.

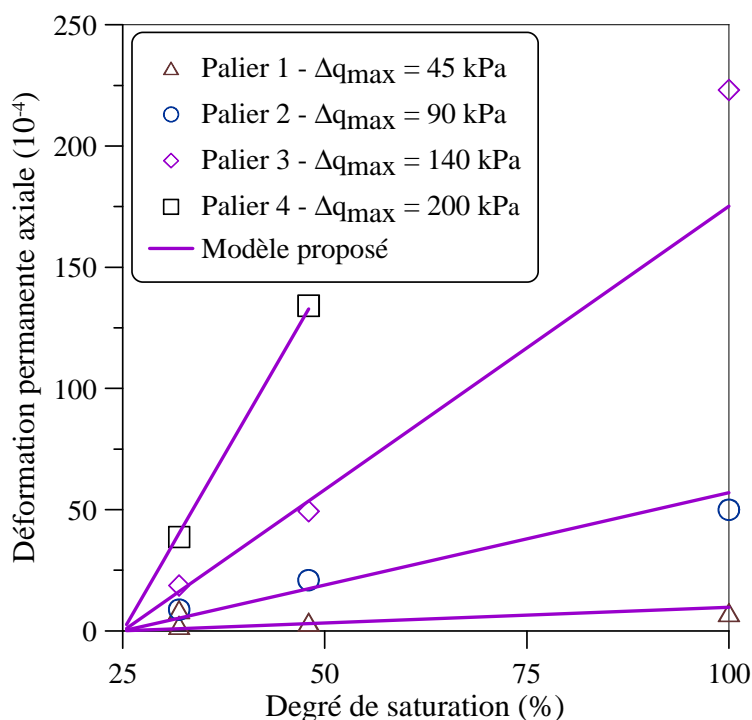


Figure V-41 : Comparaison entre le modèle proposé et les valeurs expérimentales

### V.7 Conclusions

Ce chapitre a pour objectif d'étudier le comportement mécanique de la couche intermédiaire des lignes classiques à différents états hydriques. Les essais triaxiaux monotones et cycliques ont été réalisés à l'aide d'un appareil triaxial de grandes dimensions sur le sol de la couche intermédiaire prélevé sur le site de Sénissiat.

Les essais triaxiaux monotones drainés ont été effectués pour les éprouvettes à une teneur en eau de 4% ( $S_r = 32\%$ ) et à l'état saturé. L'influence de la teneur en eau sur les caractéristiques mécaniques de la couche intermédiaire est significative. Le déviateur à la rupture des échantillons pour  $w = 4\%$  est nettement plus grand que celui des échantillons saturés. L'angle de frottement est similaire tandis que la cohésion du sol à la teneur en eau de 4% (60 kPa) est significativement plus grande que celle à l'état saturé (22 kPa).

Les essais triaxiaux cycliques à grands nombres de cycles ont été réalisés pour étudier les déformations permanentes. On a montré que l'influence de la teneur en eau sur la déformation permanente de la couche intermédiaire est importante, particulièrement à l'état saturé.

L'influence de la teneur en fines sur le comportement mécanique de la couche intermédiaire a été également montrée. Avec la même densité et la même teneur en eau globale, l'éprouvette contenant le plus de fines a présenté une déformation permanente axiale la plus petite.

Avec une densité de 88%  $\rho_{d,OPM}$ , le comportement de la couche intermédiaire est dans les domaines A et B d'après les critères de l'état limite pour les GNT dans le cas où les charges ferroviaires sur la couche intermédiaire ne dépassent pas 140 kPa.

Un modèle de déformation permanente axiale avec prise en compte l'influence du nombre de cycles, du niveau de contrainte appliqué et de l'état hydrique de la couche intermédiaire a été élaboré sur la base des résultats expérimentaux. Les paramètres obtenus ont été utilisés pour simuler le résultat de l'essai à l'état saturé. La simulation a montré que le modèle permet de bien décrire le comportement de la couche intermédiaire dans les domaines A et B.

## **CHAPITRE VI : MESURES IN SITU**

### **VI.1 Introduction**

Les chapitres IV et V ont présenté les résultats des essais en laboratoire, étudiant le comportement hydromécanique de la couche intermédiaire. Comme les conditions d'essais en laboratoire ne sont pas les mêmes que celles en place (densité, teneur en eau, formation de cette couche, sollicitation, etc.), les résultats obtenus ne représentent pas nécessairement le comportement in situ. C'est ainsi qu'un site en déblai sans drainage a été sélectionné et instrumenté de capteurs de succion, de température, d'une station météorologique et des accéléromètres. Le site choisi est Moulin Blanc situé au Pk 230+400 de la ligne classique 262 000 de Douai à Blanc – Misseron. Les objectifs sont les suivants :

- mieux comprendre l'état hydrique de la couche intermédiaire sous les conditions météorologiques ;
- vérifier la condition de gel/dégel de la plate-forme ferroviaire ancienne ;
- vérifier la fréquence de sollicitation appliquée par la circulation ferroviaire et la comparer à celle utilisée lors des essais triaxiaux cycliques en laboratoire.

Ce chapitre présente tout d'abord l'instrumentation des capteurs, puis les résultats obtenus. On présentera également l'étalonnage des capteurs de succion SIS, qui a permis d'améliorer l'interprétation des résultats in situ. Finalement, l'évaporation du sol est calculée à partir des mesures météorologiques, et utilisée pour interpréter les variations des conditions hydriques dans le sol.

### **VI.2 Instrumentation**

Le site d'instrumentation choisi est décrit dans le chapitre II (voir II.6). Dans cette partie, on se limite à la présentation des équipements mis en place ainsi que la méthode d'instrumentation.

#### **VI.2.1 Equipements**

Afin d'étudier le comportement de la plate-forme ferroviaire située dans un déblai non drainé, différentes mesures ont été réalisées telles que les mesures hydrauliques par les capteurs de

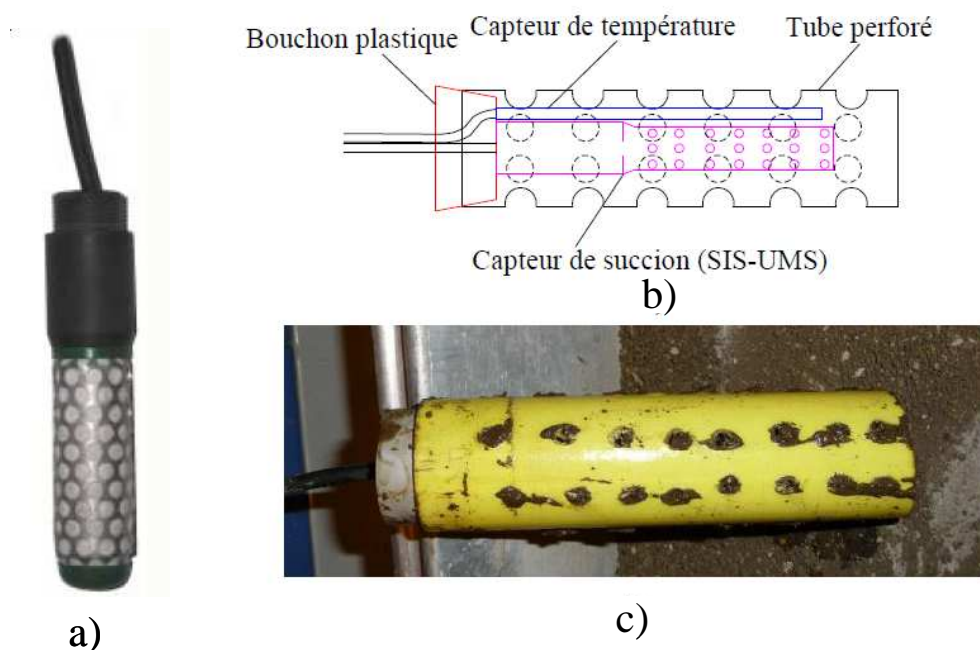
succion et piézomètres, les mesures de la fréquence de sollicitation par les accéléromètres, les mesures de température de la structure d'assise et du sol et enfin les mesures climatiques par le biais d'une station météorologique.

Pour étudier l'évolution de l'état hydrique du sol in situ on utilise souvent la méthode de mesure de la teneur en eau volumique par des sondes TDR ( Gidel, 2001; Vincelas *et al.*, 2008; Stangl *et al.*, 2009) ou la méthode de mesure de succion par des tensiomètres (Raimbault, 1986; Cui *et al.*, 2008). La présence de grosses particules et d'une densité de sol élevée font que la mise en œuvre de sondes TDR, dans la couche intermédiaire, ne peut être réalisée. Les tensiomètres commerciaux de type T8, utilisés en laboratoire (voir III.2.1.1), exigent une re-saturation après chaque période de séchage et les gammes de mesure de la succion sont assez faibles (0 – 80 kPa). De plus, les tensiomètres de haute capacité (voir I.2.3.1.2) ne conviennent pas non plus pour les sols grossiers, car leur taille est petite (voir III.2.2.1). Les capteurs matriciels de type Watermark 200SS (SIS-UMS) (Figure VI-1a) ont finalement été choisis pour mesurer la succion à plusieurs profondeurs sous la plate-forme. La gamme de succion de ces capteurs, de 5 à 200 kPa, correspond à nos besoins. De plus, ce type de capteurs ne nécessite pas de re-saturation pendant les mesures (SIS-UMS, 2006). Le Tableau VI-1 présente les caractéristiques du capteur SIS, du tensiomètre T8 et du tensiomètre de haute capacité.

**Tableau VI-1 : Comparaison entre trois types de capteurs de succion (SIS, T8 et Tensiomètre de haute capacité)**

	<b>SIS type de watermark 200SS</b>	<b>T8</b>	<b>Tensiomètre de haute capacité</b>
Fournisseur	UMS (SIS-UMS, 2006)	UMS (T8-UMS, 2008)	ENPC
Méthode de mesure	Résistive	Tensiométrique	Tensiométrique
Gamme de succion	5 kPa ... 200 kPa	0 kPa ... 85 kPa	0 kPa ... 1000 kPa
Précision	Faible	± 0,5 kPa	Bonne
Alimentation	VDC (voltage – courant direct)	VDC	VDC
Maintenance	Non nécessaire	Re-saturation après cavitation	Re-saturation après cavitation

La mesure de température s'effectue à l'aide d'un capteur de type ST1 constitué d'une tige en acier inoxydable de 4,8 mm de diamètre et de 125 mm de long, qui permet de mesurer la température entre - 20 et + 80°C (TEMP, 1996). Afin de protéger les capteurs de succion et de température des charges ferroviaires, chaque paire de capteurs (succion et température) a été insérée dans un tube plastique rigide perforé de 50 mm de diamètre, rempli de sol issu de la couche intermédiaire écrêté à 2 mm (Figure VI-1b,c).



**Figure VI-1 : a) Capteur de succion (SIS-UMS) - Protection des capteurs de succion et de température : b) schéma ; c) photo**

Deux piézomètres sont implantés en piste jusqu'à 10,0 m de profondeur afin de mesurer la variation de la nappe phréatique.

Les sollicitations ferroviaires ont été mesurées à l'aide d'accéléromètres, de type piézo-électrique PCB 601A02, qui ont été mis en place par la Direction Technique du Département Etudes Voies – Section Mesures, SNCF (SNCF, 2009b). L'objectif de ces mesures est d'obtenir des informations sur les sollicitations mécaniques induites par le passage de trains.

Les mesures climatiques sont réalisées à l'aide d'une station météorologique de AT Delta-T Devices Ltd ([www.delta-t.co.uk](http://www.delta-t.co.uk)). Cette station est équipée d'un pluviomètre type RG1 (Figure VI-2a) (RG1, 1996), d'une sonde de rayonnement type ES2 (Figure VI-2b) (ES2, 2000), d'un anémomètre type AN4 (Figure VI-2c) (AN4, 2002), d'un capteur d'humidité relative type RHT2 et d'un capteur de température de l'air type AT2 (Figure VI-2d) (RHT2, 2000).

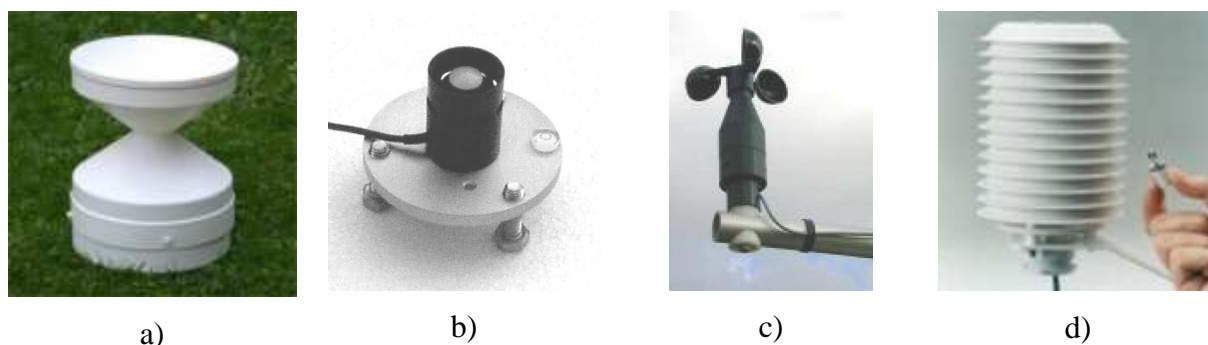


Figure VI-2 : a) Pluviomètre ; b) Sonde de rayonnement ; c) Anémomètre ; d) Capteur d'humidité relative et de température ([www.delta-t.co.uk](http://www.delta-t.co.uk))

Toutes les données acquises sur le site sont automatiquement enregistrées par une centrale d'acquisition analogique DL2e (DL2e, 2006) de 30 voies. La centrale est protégée par un couvercle de protection étanche équipé d'une batterie de 12V (M2, 2004).

### VI.2.2 Installation de capteurs

D'après la classification en fonction des charges de trafic supportées par l'infrastructure, le trafic de la ligne 262 000 correspond au groupe UIC 4 (ligne assez chargée). Pour ne pas gêner la circulation des trains, les travaux ont été réalisés la nuit (de minuit à 5 h du matin) dans un intervalle de temps non circulé. Les capteurs de succion, de température et les accéléromètres ont été installés dans des forages à l'aide d'une foreuse (Figure VI-3).

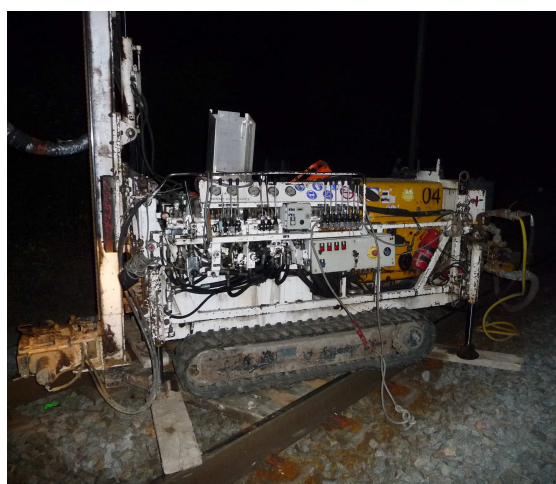
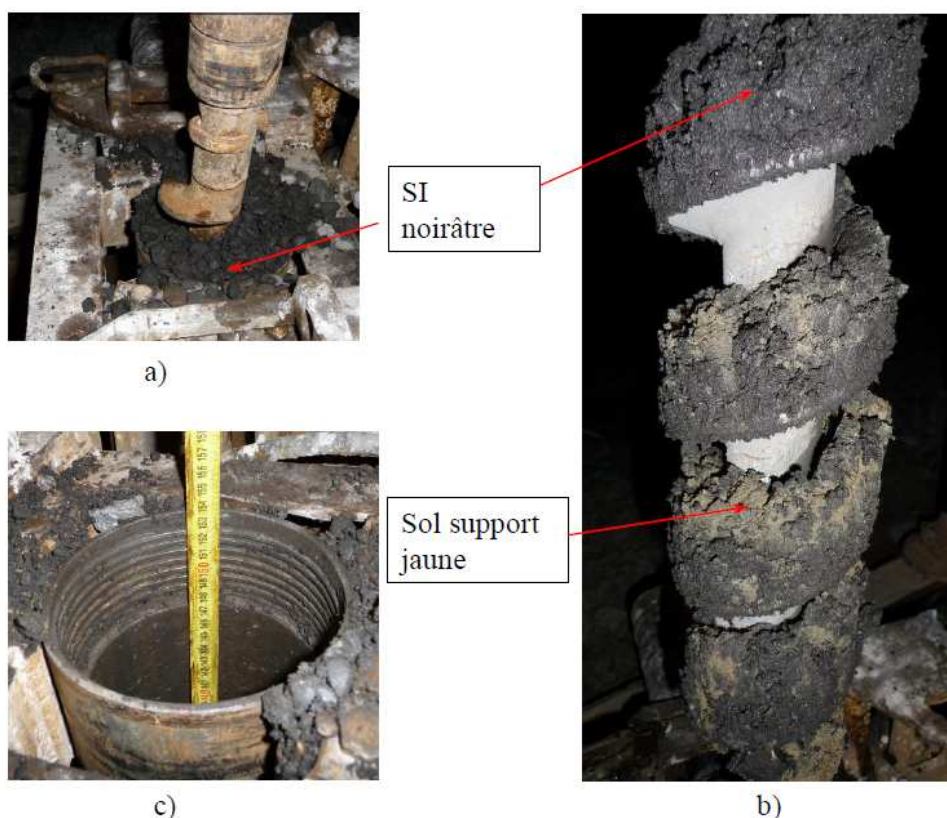


Figure VI-3 : Foreuse

L'analyse des carottes réalisées en 2005 par un train carotteur entre le Km 230+000 et le Km 231+000 indique que la plate forme de cette zone est constituée, du haut en bas, d'une couche de ballast saine de 20 cm à 30 cm, d'une couche de ballast pollué de 5 cm à 15 cm, d'une couche intermédiaire de 36 cm à 57 cm reposant sur un sol support de nature argilo-sableuse



fin à grossier (voir II.6.4). Il est important de noter qu'un renouvellement voie-ballast (RVB) a été effectué sur ce site en 2008. Afin de vérifier la structure de cette voie et de définir les profondeurs d'instrumentation des capteurs, le premier sondage a été réalisé jusqu'à une profondeur de 100 cm sous ballast (Figure VI-4c). Le résultat a montré que la plate-forme est constituée, du haut en bas, d'une couche ballast sain de 50 cm, d'une couche intermédiaire noirâtre d'environ 40 cm (Figure VI-4a) sur un sol support de nature argilo-sableuse jaune (Figure VI-4b). Ces résultats sont conformes aux descriptions faites par le personnel du train carotteur.



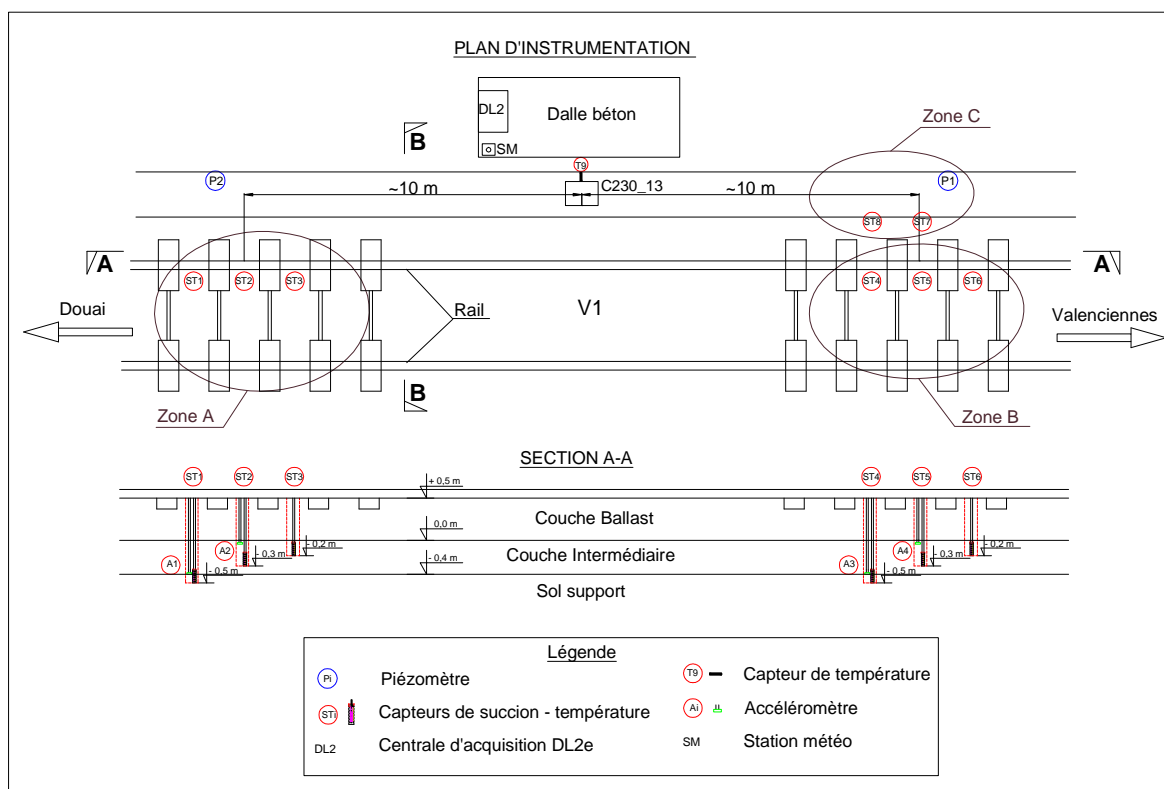
**Figure VI-4 : Sondage de vérification de la structure de la plate-forme**

Suite au sondage permettant de vérifier la géométrie de la structure de plate-forme, on a décidé d'installer les capteurs de succion et de température à des profondeurs de 20, 30 et 50 cm sous ballast dans deux zones espacées de 20 m (zones A et B - Figure VI-5). Deux autres capteurs de succion et température ont été implantés en piste, située hors zone de surcharge ferroviaire, à des profondeurs de 30 cm et 50 cm (zone C - Figure VI-5). Un dernier capteur de température a été positionné directement à la surface du sol. Au total, 8 capteurs de succion et 9 capteurs de température ont été implantés dans le déblai (Figure VI-5 et Figure VI-6).

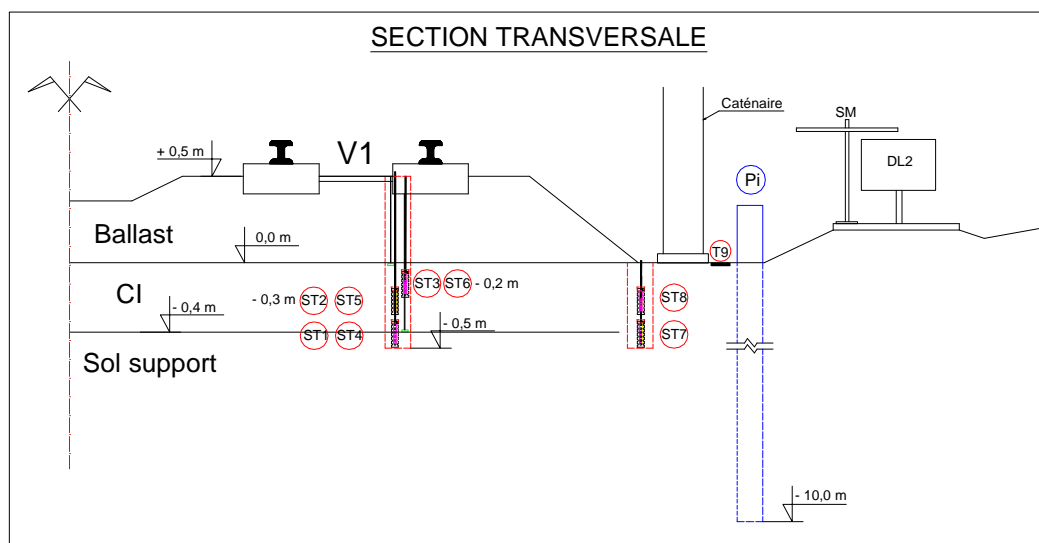


La station météorologique et la centrale d'acquisition ont été installées sur une dalle béton sur le talus du déblai. Les deux piézomètres ont, quant à eux, été implantés en piste au droit des zones A et B (Figure VI-5 et Figure VI-6).

Concernant les accéléromètres, deux capteurs ont été collés sur les rails et deux autres paires ont été respectivement placées dans les pré-forages aux interfaces ballast – sol intermédiaire et sol intermédiaire – sol support (Figure VI-5 et Figure VI-6).



**Figure VI-5 : Plan d'implantation des capteurs**

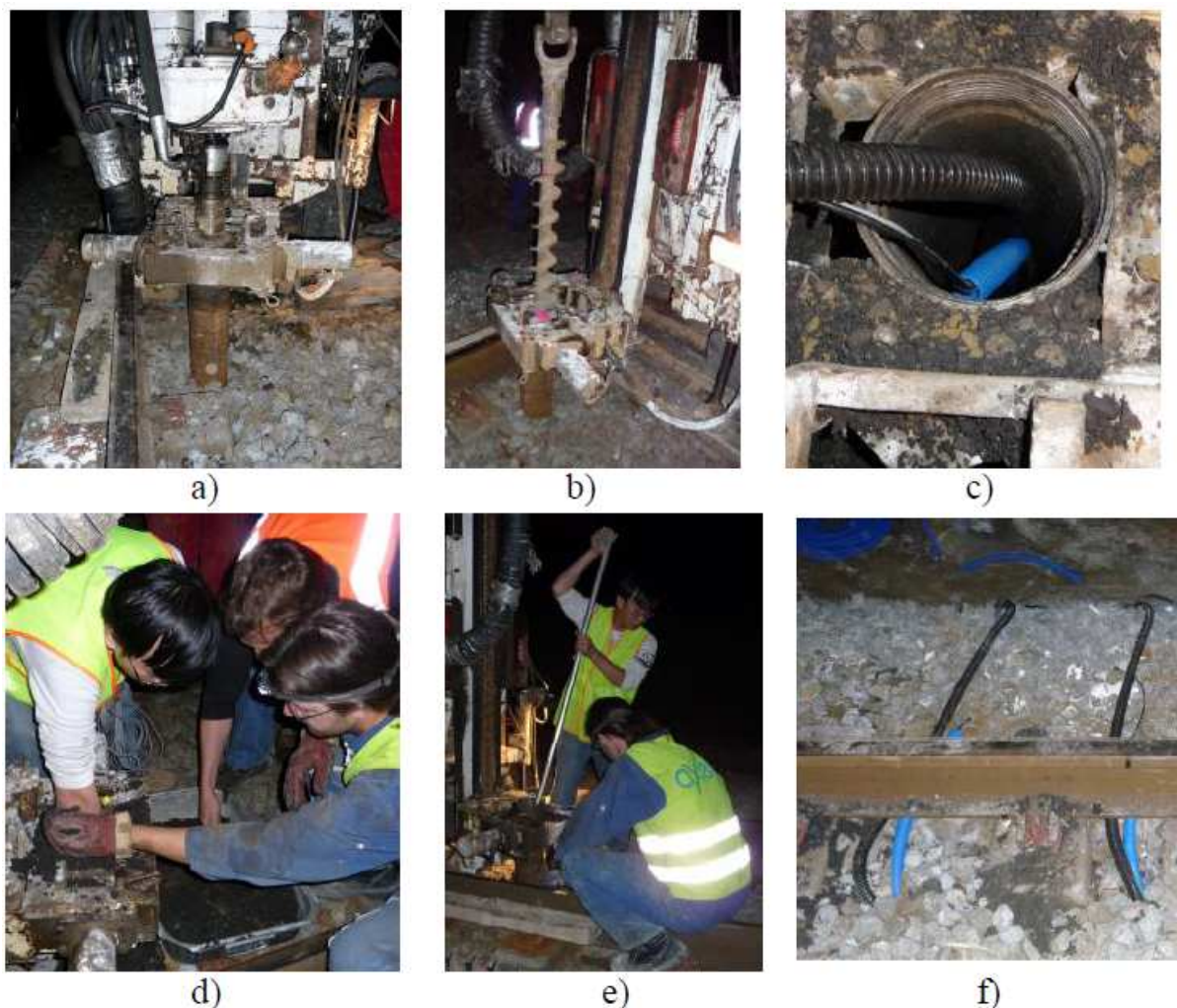


**Figure VI-6 : Section transversale de la plate-forme instrumentée**

Les Figure VI-5 et Figure VI-6 présentent le plan, les sections longitudinale et transversale du site instrumenté.

Les opérations pour la mise en place des capteurs sous la couche de ballast sont les suivantes :

- a) enfoncement d'un tube métallique ( $\Phi = 9 \text{ cm}$ ,  $L = 100 \text{ cm}$ ) sur toute la hauteur du ballast (Figure VI-7a) ;
- b) réalisation des pré-forages à l'aide d'une tarière jusqu'à la profondeur voulue en récupérant le sol excavé (Figure VI-7b) ;
- c) mise en place des capteurs de succion et de température ainsi que des accéléromètres en gardant le tube en place (Figure VI-7c) ;
- d) remplissage du forage avec le sol récupéré lors de sa réalisation (Figure VI-7d) ;
- e) compactage du sol autour des capteurs à l'aide d'un mouton métallique (Figure VI-7e) ;
- f) enlèvement du tube métallique et remise en place du ballast (Figure VI-7f).



**Figure VI-7 : Opérations d'implantation des capteurs sur le site de Moulin Blanc**



Figure VI-8 : Station météorologique et centrale d'acquisition

La station météorologique a été installée sur le support fourni par les agents SNCF de l'Unité de Production de Somain. La hauteur de l'anémomètre est de 2,0 m au-dessus de la surface de la dalle de béton. La Figure VI-8 présente la station météo après l'installation et la centrale d'acquisition après le branchement et la configuration.

La Figure VI-9 présente une vue de la zone d'instrumentation.

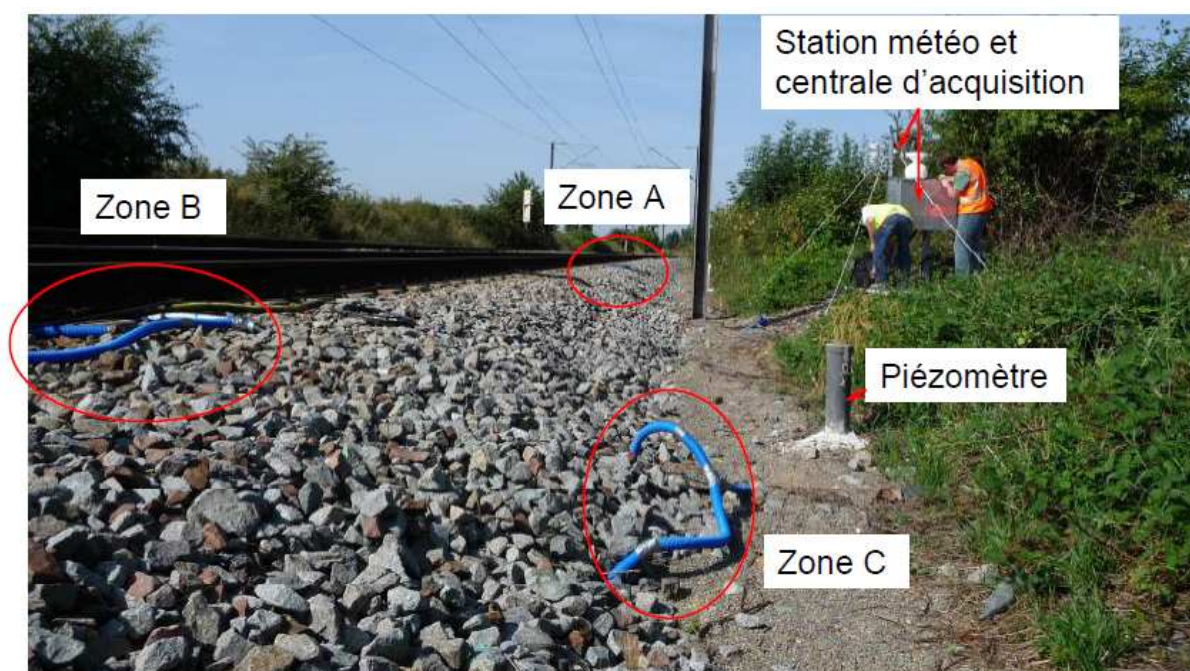


Figure VI-9 : Vue de la zone d'instrumentation

Le Tableau VI-2 donne une synthèse de tous les capteurs mis en place. L'interface ballast/couche intermédiaire a été choisie comme référence pour déterminer la position des capteurs.

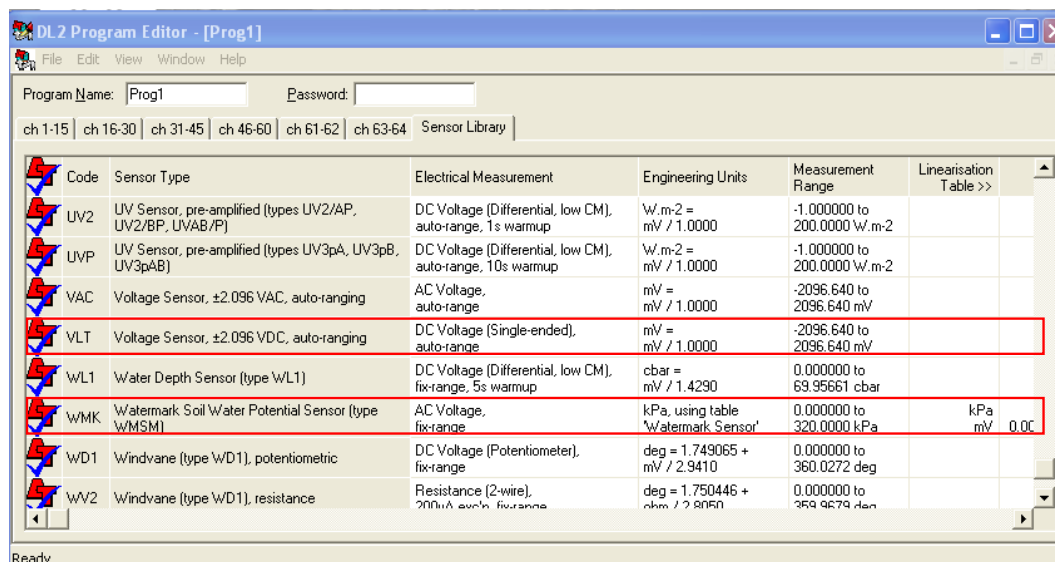


**Tableau VI-2 : Synthèse des capteurs implantés sur le site de Moulin Blanc**

Capteur	Symbole	Position (m)	Voies analogiques
Succion	SIS1	- 0,5 (Zone A)	1
	SIS2	- 0,3 (Zone A)	2
	SIS3	- 0,2 (Zone A)	3
	SIS4	- 0,5 (Zone B)	4
	SIS5	- 0,3 (Zone B)	5
	SIS6	- 0,2 (Zone B)	6
	SIS7	- 0,3 (Zone C)	7
	SIS8	- 0,5 (Zone C)	8
Température dans le sol	T1	- 0,5 (Zone A)	9
	T2	- 0,3 (Zone A)	10
	T3	- 0,2 (Zone A)	11
	T4	- 0,5 (Zone B)	12
	T5	- 0,3 (Zone B)	13
	T6	- 0,2 (Zone B)	14
	T7	- 0,3 (Zone C)	15
	T8	- 0,5 (Zone C)	16
	T9	0,0	17
Rayonnement	RAY	2,1	18
Température de l'air	Thermo	1,9	19
Humidité relative	RH	1,9	20
Anémomètre	ANE	2,0	61
Pluviomètre	PLU	1,8	62

La configuration de la centrale d'acquisition a été réalisée à l'aide du logiciel Ls2Win. Les capteurs de température et de la station météorologique ont été configurés à l'aide d'une liste de capteurs donnée par le fournisseur (AT Delta-T Devices Ltd, Angleterre) (Figure VI-10). Par contre, il n'existait pas de configuration dans la bibliothèque de l'appareil pour les capteurs de succion SIS (UMS GmbH, Allemagne). De plus, on a remarqué une incohérence entre la configuration de la sonde Watermark (WMK) qui est mesurée par un courant alternatif – VAC (Figure VI-10) et la sonde SIS, type watermark 200SS qui doit fonctionner

en courant continu – VDC (Tableau VI-1) (code « VLT » sur la Figure VI-10). Les mesures de succion ont été réalisées en utilisant deux types de configuration (VAC et VDC) pendant deux périodes différentes. Cette méthodologie a permis de définir le mode d'acquisition le plus adéquat.



Code	Sensor Type	Electrical Measurement	Engineering Units	Measurement Range	Linearisation Table >>
UV2	UV Sensor, pre-amplified (types UV2/AP, UV2/BP, UVAB/P)	DC Voltage (Differential, low CM), auto-range, 1s warmup	W.m-2 = mV / 1.0000	-1.000000 to 200.0000 W.m-2	
UVp	UV Sensor, pre-amplified (types UV3pA, UV3pB, UV3pAB)	DC Voltage (Differential, low CM), auto-range, 10s warmup	W.m-2 = mV / 1.0000	-1.000000 to 200.0000 W.m-2	
VAC	Voltage Sensor, $\pm 2.096$ VAC, auto-ranging	AC Voltage, auto-range	mV = mV / 1.0000	-2096.640 to 2096.640 mV	
VLT	Voltage Sensor, $\pm 2.096$ VDC, auto-ranging	DC Voltage (Single-ended), auto-range	mV = mV / 1.0000	-2096.640 to 2096.640 mV	
WL1	Water Depth Sensor (type WL1)	DC Voltage (Differential, low CM), fix-range, 5s warmup	cbar = mV / 1.4290	0.000000 to 69.95661 cbar	
WMK	Watermark Soil Water Potential Sensor (type WMSM)	AC Voltage, fix-range	kPa, using table 'Watermark Sensor'	0.000000 to 320.0000 kPa	kPa mV 0.00
WD1	Windvane (type WD1), potentiometric	DC Voltage (Potentiometer), fix-range	deg = 1.749065 + mV / 2.9410	0.000000 to 360.0272 deg	
WV2	Windvane (type WD1), resistance	Resistance (2-wire), 200mA auto-range	deg = 1.750446 + ohm / 2.9050	0.000000 to 259.9679 ohm	

Figure VI-10 : Bibliothèque de la centrale avec des capteurs configurés par le fournisseur

### VI.3 Résultats obtenus

Les premières mesures ont été réalisées en août 2009, et les dernières qui sont présentées dans ce mémoire, en août 2010. On a donc des mesures sur une année.

La Figure VI-11 présente les évolutions des températures du sol, de l'air et à la surface du sol. On observe que la variation des températures est saisonnière : les températures sont plus élevées en été (mois de juillet et août) et elles diminuent progressivement vers l'hiver. Les températures les plus basses sont atteintes dans la période de décembre à mars.

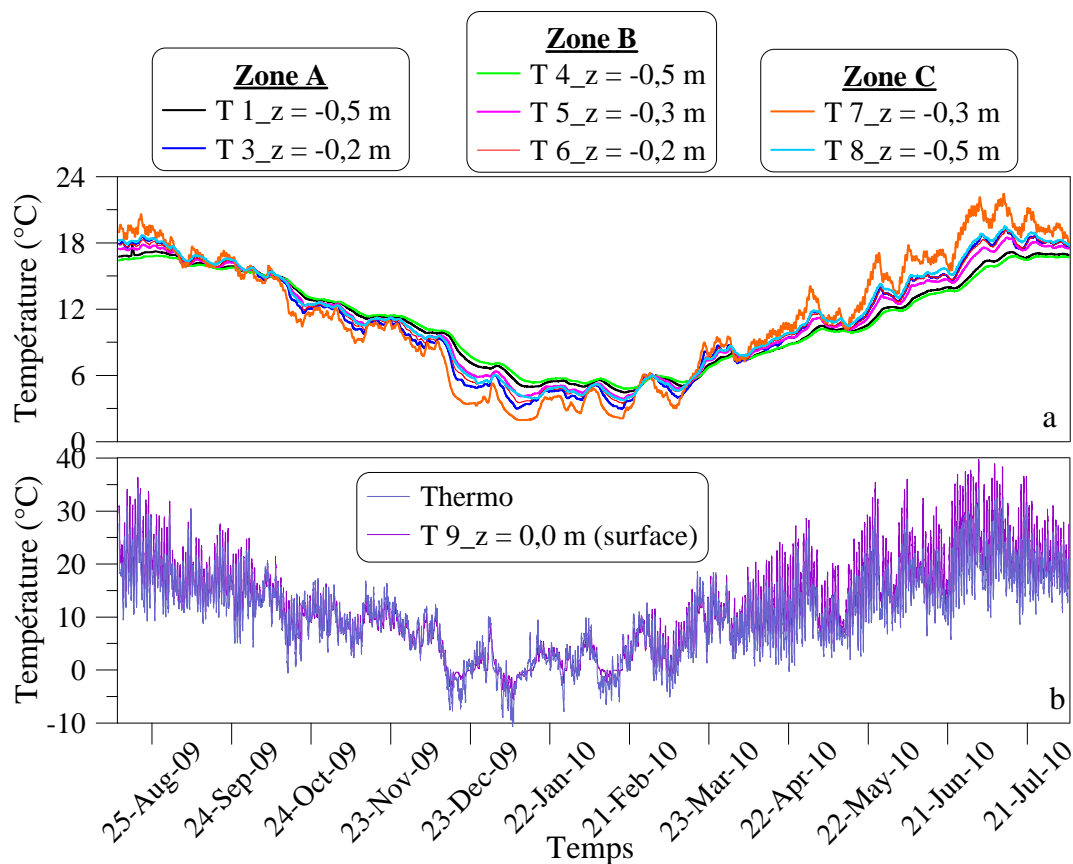


Figure VI-11 : Evolution des températures dans le sol (a) et ambiance (b)

La Figure VI-12 présente l'évolution des températures pendant les trois mois d'hiver (du mois de décembre 2009 au mois de mars 2010). On constate que :

- la température la plus faible atteinte était de  $-10^{\circ}\text{C}$  le 7 janvier 2010 ; la plus longue période où la température ambiante est restée négative en continu se situe entre le 1<sup>er</sup> janvier et le 13 janvier 2010 (Figure VI-12b) ;
- les températures dans le sol sont toujours restées positives (Figure VI-12a), même lorsque la température ambiante fut négative sur une longue période (Figure VI-12b) ;
- pendant l'hiver, la température augmente en fonction de la profondeur ; les températures minimales aux profondeurs de -0,2 m et de -0,5 m sous ballast étaient respectivement de  $3^{\circ}\text{C}$  et  $5^{\circ}\text{C}$ .

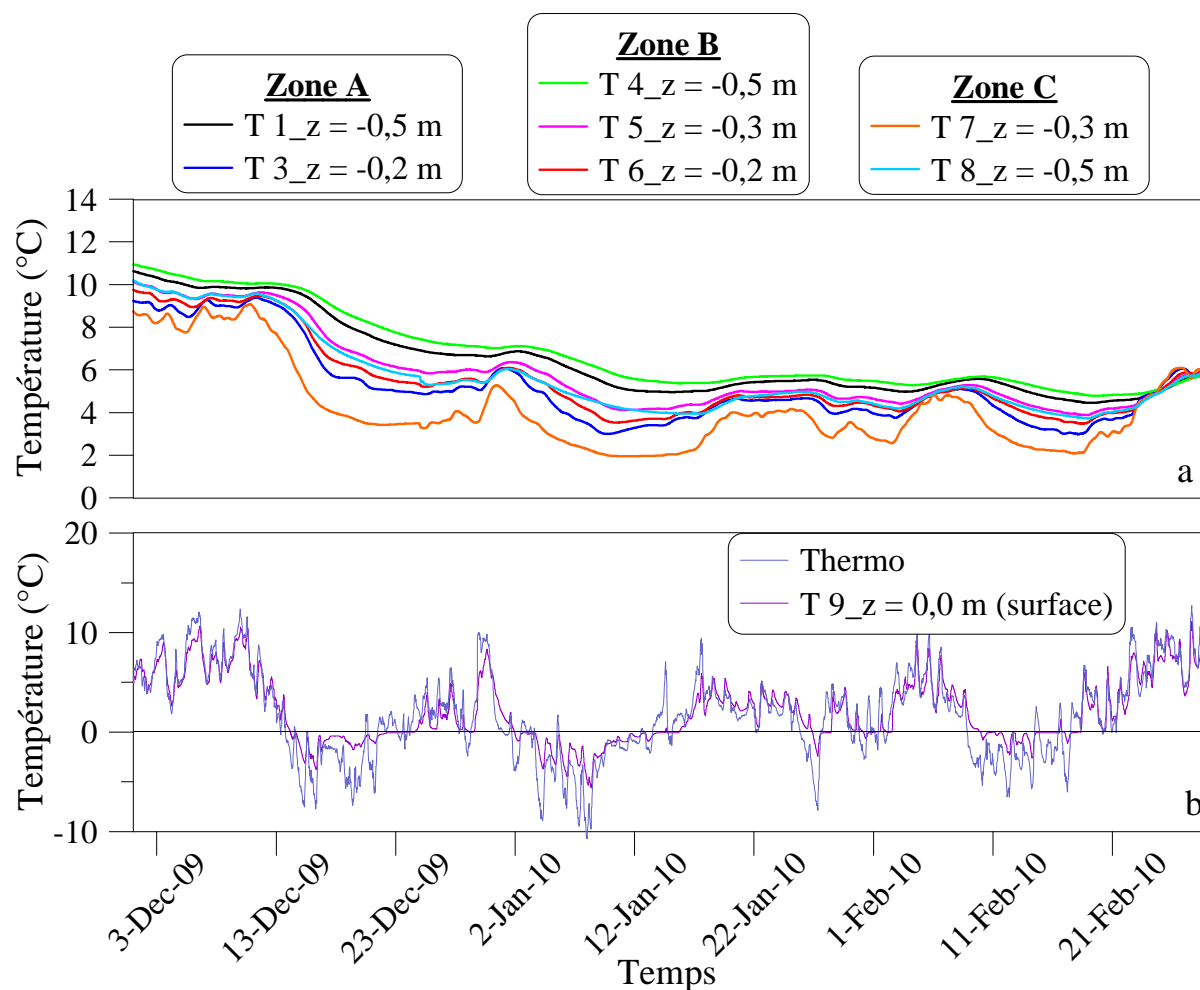


Figure VI-12 : Evolution de température dans le sol (a) et ambiance (b) pendant l'hiver

La Figure VI-13 présente l'évolution des températures au mois le plus chaud (juillet 2010).

On observe que :

- les températures de l'air et à la surface de sol variaient fortement de 10 à 40°C selon les cycles journaliers tandis que les températures des couches sous ballast variaient faiblement de 15 à 18°C ;
- l'influence de la température ambiante sur les températures dans le sol diminue en fonction de la profondeur ;
- les capteurs de température en pistes (zone C) sont plus sensibles aux variations de la température ambiante par rapport aux capteurs situés dans les couches sous ballast (zone A, B) ;
- contrairement à l'hiver, cette période est caractérisée par un réchauffement du sol puisque la température du sol diminue en fonction de la profondeur.

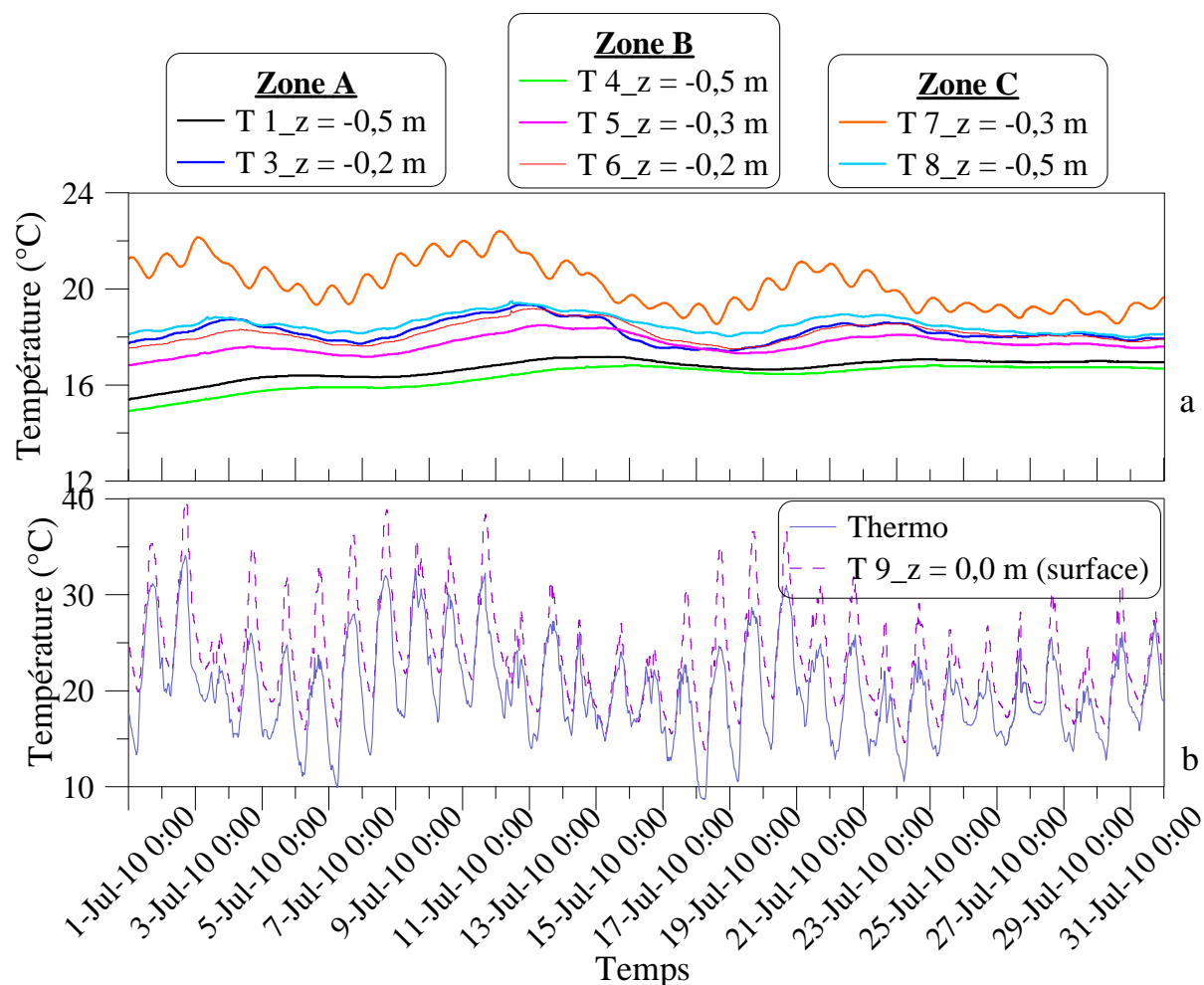


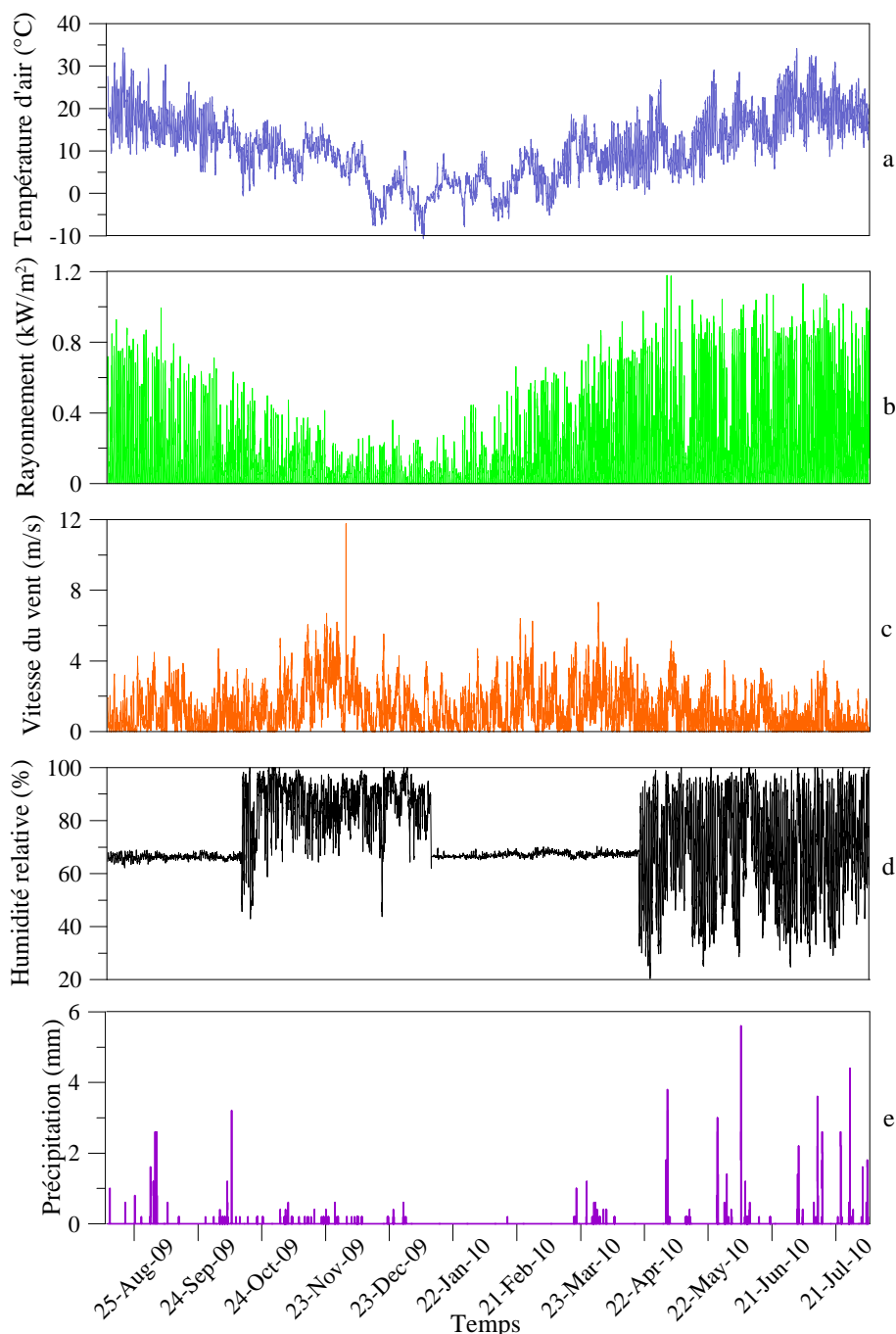
Figure VI-13 : Evolution des températures dans le sol (a) et ambiance (b) du mois de juillet 2010

La Figure VI-14 présente l'évolution des paramètres météorologique mesurés par la station météo, comprenant la température de l'air (Figure VI-14a), le rayonnement (Figure VI-14b), la vitesse du vent (Figure VI-14c), l'humidité relative (Figure VI-14d) et la précipitation (Figure VI-14e). Il faut noter que suite à une erreur de branchement, les mesures de l'humidité relative (Figure VI-14d) lors des périodes 1 et 3 (Tableau VI-3) sont fausses. On observe sur cette figure que :

- le rayonnement solaire conditionne directement la variation de la température : en hiver le rayonnement est faible et donc la température diminue. A l'inverse, la température augmente en été lorsque le rayonnement augmente ;
- la variation de la vitesse du vent ne dépend pas de la saison (Figure VI-14c) ;
- l'humidité relative varie de 70 à 100% en hiver et de 30 à 100% en été ;



- avec une fréquence de mesure de 30 mn/mesure, le niveau de précipitation maximale enregistrée est de 5,5 mm au mois de mai 2010 ; les mesures en hiver ne sont pas interprétables à cause du gel (Figure VI-14e).



**Figure VI-14 : Evolution de capteurs de la station météorologique pendant une année a) thermomètre ; b) sonde d'énergie ; c) anémomètre ; d) capteur d'humidité relative ; e) pluviomètre**

Afin d'analyser plus précisément la variation des paramètres météorologiques, on fait un zoom sur la Figure VI-15 concernant les données du mois de juillet 2010. On observe que :

- les variations de la température et du rayonnement solaire sont plus fortes le jour que la nuit (Figure VI-15a, b) ;
- la vitesse du vent et la précipitation influencent fortement l'humidité relative ; celle-ci est importante lors de des périodes pluvieuses et lorsque la vitesse du vent est faible (Figure VI-15c, d, e).

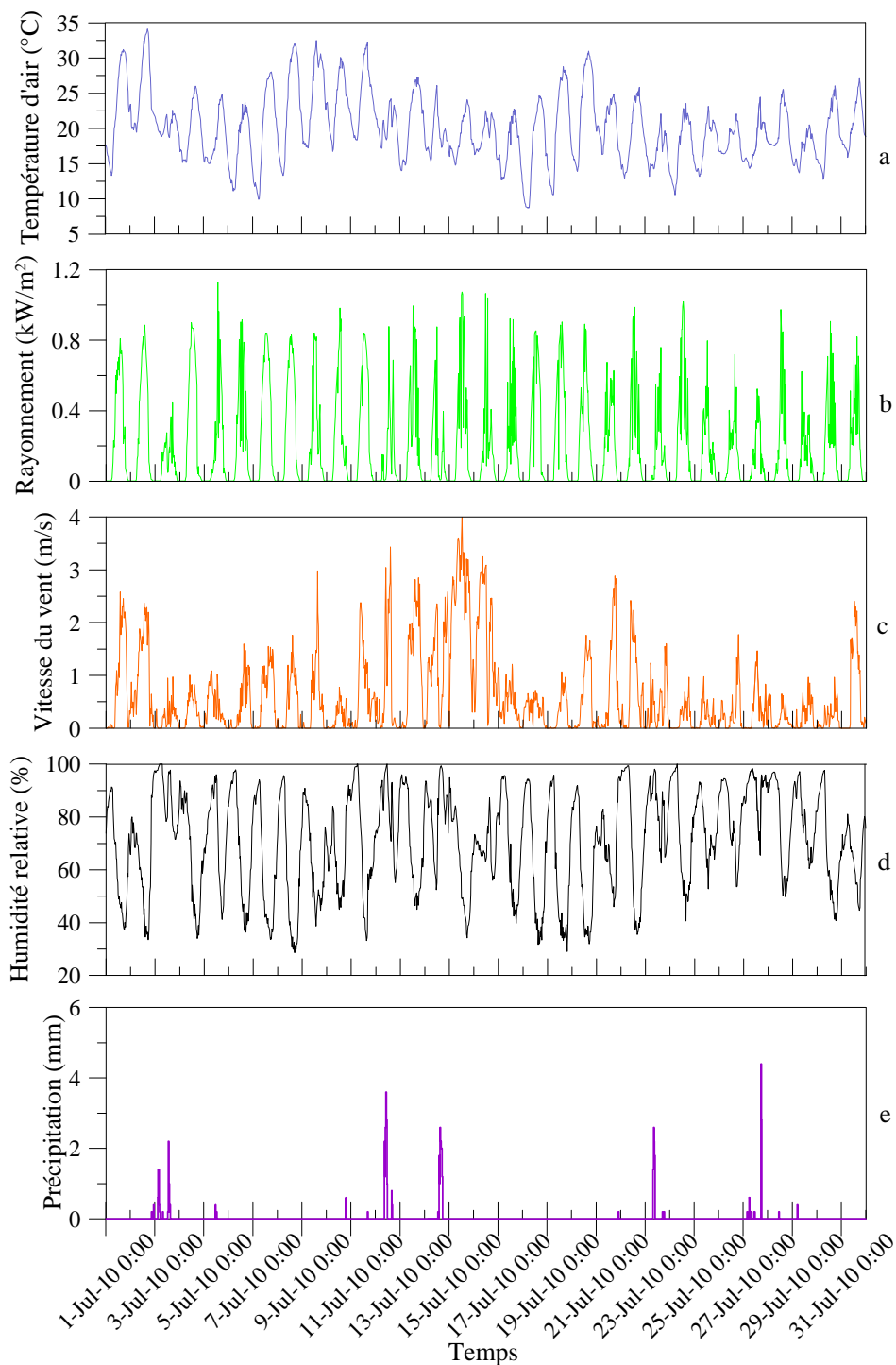


Figure VI-15 : Evolution de capteurs de la station météo du mois de juillet 2010 a) thermomètre ; b) sonde d'énergie ; c) anémomètre ; d) capteur d'humidité relative ; e) pluviomètre

En raison de la complexité de la configuration et des branchements des capteurs de succion (SIS-UMS), les mesures de succion ont été réalisées sur cinq périodes différentes (Tableau VI-3). On ne présente, ci-dessous, que les résultats obtenus lors des périodes 2, 4 et 5, les périodes 1 et 3 présentant des erreurs de branchement.

**Tableau VI-3 : Périodes de configuration**

Période		Configuration	Alimentation	Note
1	12 août 09 – 14 oct. 09	VLT	VDC	Erreur de branchement
2	14 oct. 09 – 11 jan. 10	VLT	VDC	
3	11 jan. 10 – 19 avril. 10	VLT	VDC	Erreur de branchement
4	19 avril. 10 – 10 mai. 10	WMK	VAC	
5	10 mai. 10 – 05 août 10	VLT	VDC	

La Figure VI-16 présente l'évolution de la succion aux différentes profondeurs de mesures lors de la période 2. On remarque que les valeurs sont faibles (inférieures à 2 kPa). Les suctions des couches sous ballast ne changent pas, même lors des périodes pluvieuses. La différence entre les capteurs peut être attribuée à la précision du capteur SIS. On observe également que les suctions en piste commençaient à augmenter à la fin du mois de janvier 2010.

La Figure VI-17 présente les mesures de succion obtenues pendant la période 4. Les suctions aux profondeurs de -0,5 m (zone A, B) et de -0,3 m (zone B) sont toujours égales à 0 kPa. Les valeurs sont de 3,8 kPa aux profondeurs de -0,3 m (zone A) et de -0,2 m (zone B). Cette valeur monte à 5 kPa à la profondeur de -0,2 m (zone A). La succion à la profondeur de -0,3 m en piste (zone C) augmentait progressivement de 5 kPa à 8 kPa à partir du 23 avril 2010 jusqu'au 2 mai 2010 avant de diminuer rapidement à 5 kPa suite à divers événements de pluie. La variation de succion à la profondeur de -0,5 m en piste est plus faible que celle à la profondeur de -0,3 m.

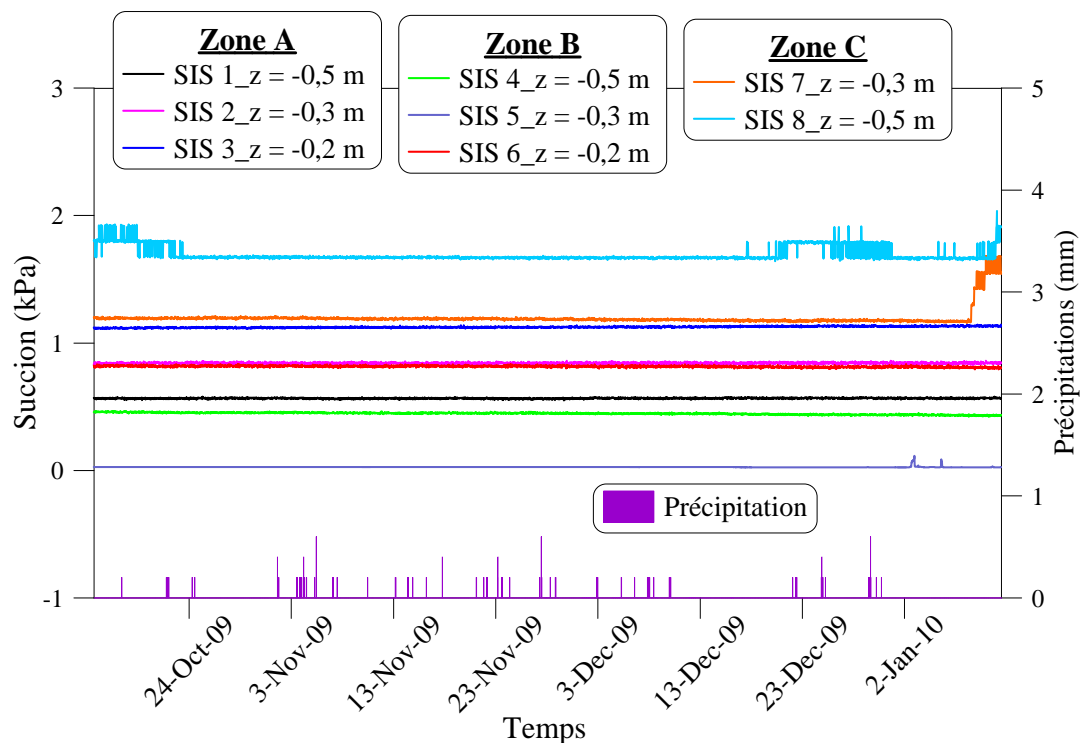


Figure VI-16 : Evolution de succion pendant la période 2

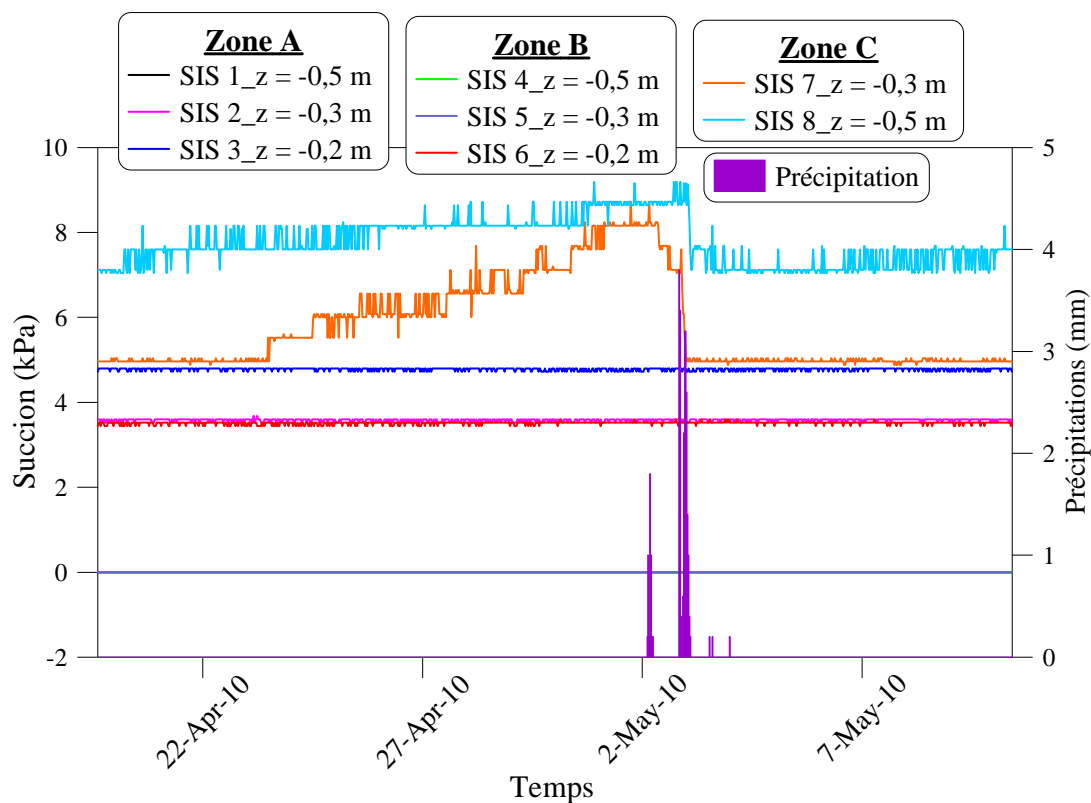


Figure VI-17 : Evolution de succion pendant la période 4

La Figure VI-18 montre les mesures de succion obtenues pendant la période 5. On trouve que les succions des couches sous ballast (zone A, B) sont toujours constantes tandis que les

succions en piste (zone C) évoluent en fonction des conditions météorologiques. Celles-ci augmentent lors des périodes sèches et diminuent lors des périodes pluvieuses.

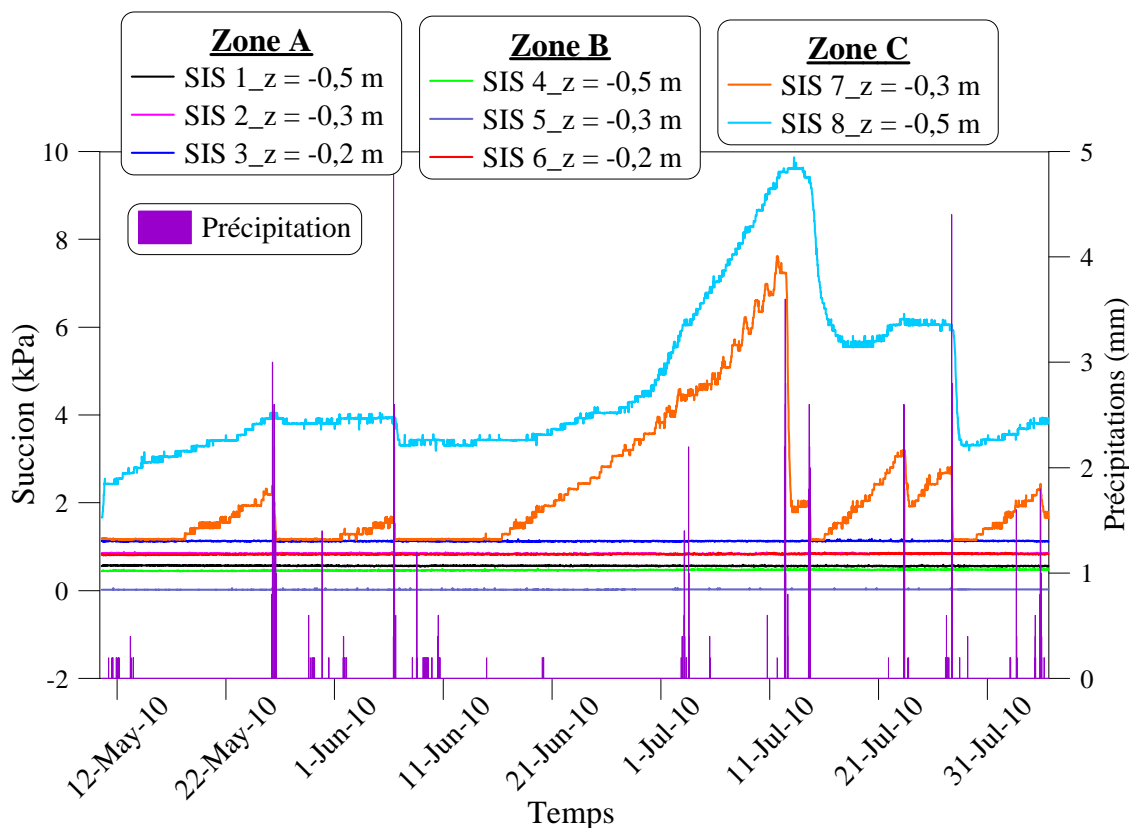


Figure VI-18 : Evolution de succion pendant la période 5

On peut conclure que :

- les succions des couches sous ballast sont faibles, et on n'observe pas de variations de succions significatives dans les couches ;
- les succions du sol en piste varient en fonction des conditions météorologiques : pendant les périodes sèches, les valeurs sont clairement plus élevées que celles du sol sous ballast, indiquant que le sol en piste (zone C) est plus sec que celui sous ballast (zone A, B).

Les données des accéléromètres ont été traitées par la SNCF (2009b). La Tableau VI-4 présente une synthèse des types de trains qui ont circulé sur le site pendant la semaine de mesure (du 6 au 14 septembre 2009). On voit que la proportion du train TER et TGV ayant une vitesse de 90 à 100 km/h était la plus importante. Suite à une limitation temporaire de vitesse au km 229 pour cause de travaux, la majorité des trains enregistrés n'ont pas dépassé la vitesse de 90 km/h.

Tableau VI-4 : Trafic ferroviaire sur le site instrumentée pendant une semaine (SNCF, 2009b)

Type de train	Machines	Plage de Vitesses	Nbre de Fichiers
TER	Z 24500, Z 24500	22 à 97 km/h	88
	BB 16500 + Voitures Corail	56 à 99 km/h	52
	BB 67400 + Voitures RRR	74 à 89 km/h	7
TGV	TGV	27 à 90 km/h	53
FRET	BB 37000 ou BB 27000	25 à 79 km/h	12
	BB 22200 ou BB 26000	29 à 77 km/h	3
	BB 75000	30 à 50 km/h	5
	BB 36000	76 à 87 km/h	4
HLP	BB 37000 ou BB 27000	46 à 69 km/h	2
	BB 22200 ou BB 26000	48 à 62 km/h	2
	BB 75000	48 à 66 km/h	3
	BB 36000	47 à 88 km/h	3

Note : le terme « Haut Le Pied » (HLP) signifie une motrice de train seule.

Le résultat typique pour le train TER à la profondeur  $z = -0,4$  m sous ballast est présenté sur la Figure VI-19. Ce résultat montre que la fréquence de sollicitation est provoquée par les bougies. Cette fréquence est d'environ 5 Hz. Notons que pour les autres trains, la fréquence de sollicitation varie de 5 à 10 Hz (SNCF, 2009b).

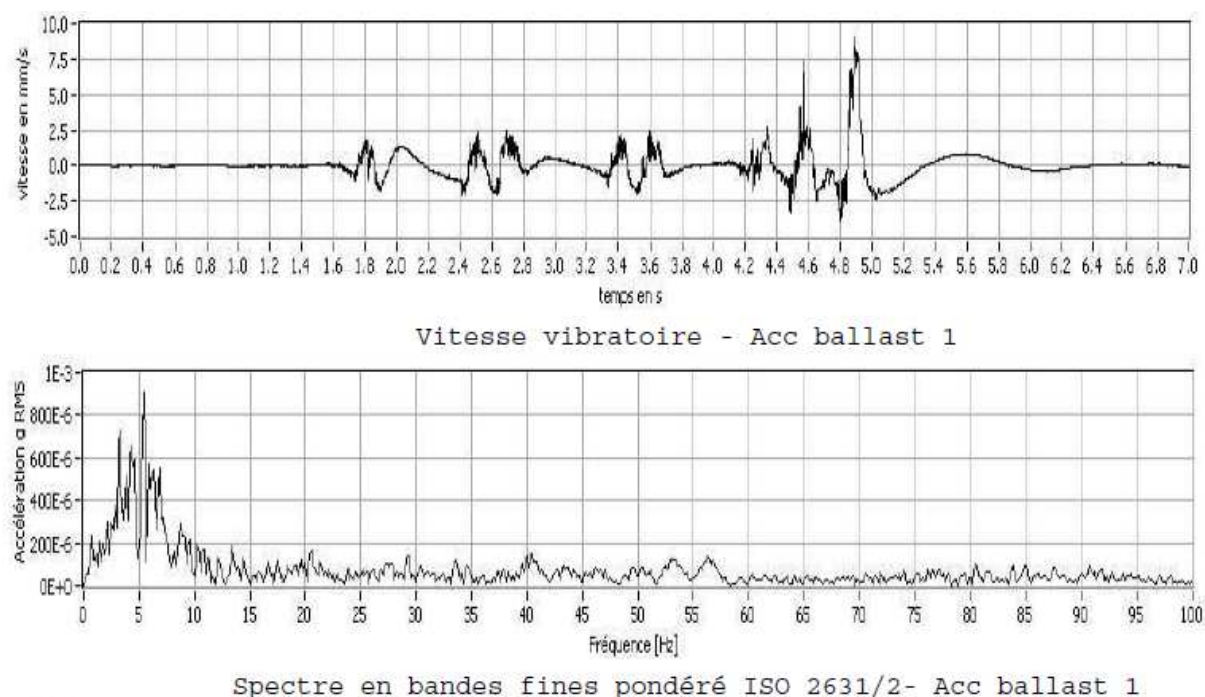


Figure VI-19 : Résultat typique pour un train TER à la profondeur  $z = -0,4$  m sous ballast (SNCF, 2009b)

Le niveau de la nappe a été vérifié manuellement lors de chaque visite (chaque deux mois environ) à l'aide d'une sonde piezométrique. Sur la période de mesure, on n'a pas observé

d'eau libre dans les piézomètres. Ceci montre que la profondeur de la nappe phréatique est supérieure à 10 m.

#### **VI.4 Etalonnage de capteur de succion (SIS – UMS)**

Les valeurs de succion du sol mesurée par les capteurs SIS-UMS sont déduites de la courbe d'étalonnage du fournisseur ( $1\text{mV} = 0,1 \text{ kPa}$ ) (SIS-UMS, 2006). La précision et la compatibilité de cette courbe d'étalonnage n'ont pas été vérifiées. Dans la littérature, plusieurs auteurs ont réalisé l'étalonnage de la sonde Watermark fabriquée par Irrometer Co. Riverside, CA, Etats-Unis (Thomson & Armstrong, 1987; Spaans & Baker, 1992; Shock *et al.*, 1998; Irmak *et al.*, 2006). Cependant, on ne trouve pas de travaux d'étalonnage sur la sonde SIS-UMS (sonde Watermark type 200SS fabriquée par UMS GmbH, Allemagne). C'est la raison pour laquelle on a réalisé les étalonnages de la sonde SIS-UMS en utilisant comme référence le tensiomètre qui est réputé pour sa bonne précision. L'étalonnage a été réalisé dans plusieurs types de sol.

##### **VI.4.1 Sol intermédiaire du site de Sénissiat écrêté à 2 mm**

Ce travail a été présenté dans la communication de Trinh *et al* (2010). La sonde SIS a été installée à côté d'un tensiomètre de haute capacité (THP) et un tensiomètre T8 dans un bac de 24 cm de diamètre et de 24 cm de hauteur. Deux essais ont été réalisés et les résultats montrent que la succion obtenue par les tensiomètres (T8 et THP) est égale à 2,4 fois celle obtenue avec la sonde SIS en utilisant la courbe d'étalonnage du fabricant.

##### **VI.4.2 Limon de Jossigny et sol intermédiaire du site de Moulin Blanc**

###### **a) Procédure d'essai**

Une sonde SIS a été installée à côté d'un tensiomètre T8 dans une demie-boîte plastique 160x260 mm. Cette boîte peut être fermée hermétiquement à l'aide d'une membrane en caoutchouc et d'une deuxième demie-boîte (Figure VI-20).





Figure VI-20 : Etalonnage de la sonde SIS – Dispositifs expérimentaux

L'essai a été réalisé en suivant la procédure suivante :

- compactage de la première couche de sol (Figure VI-21a) ;
- installation de la sonde SIS et du tensiomètre T8 (Figure VI-21b) ;
- compactage de la deuxième couche de sol, saturation de l'échantillon (on verse de l'eau sur le sol) et séchage de l'échantillon à l'aide d'un ventilateur (Figure VI-21c) ;
- fermeture de la boîte (Figure VI-21c).

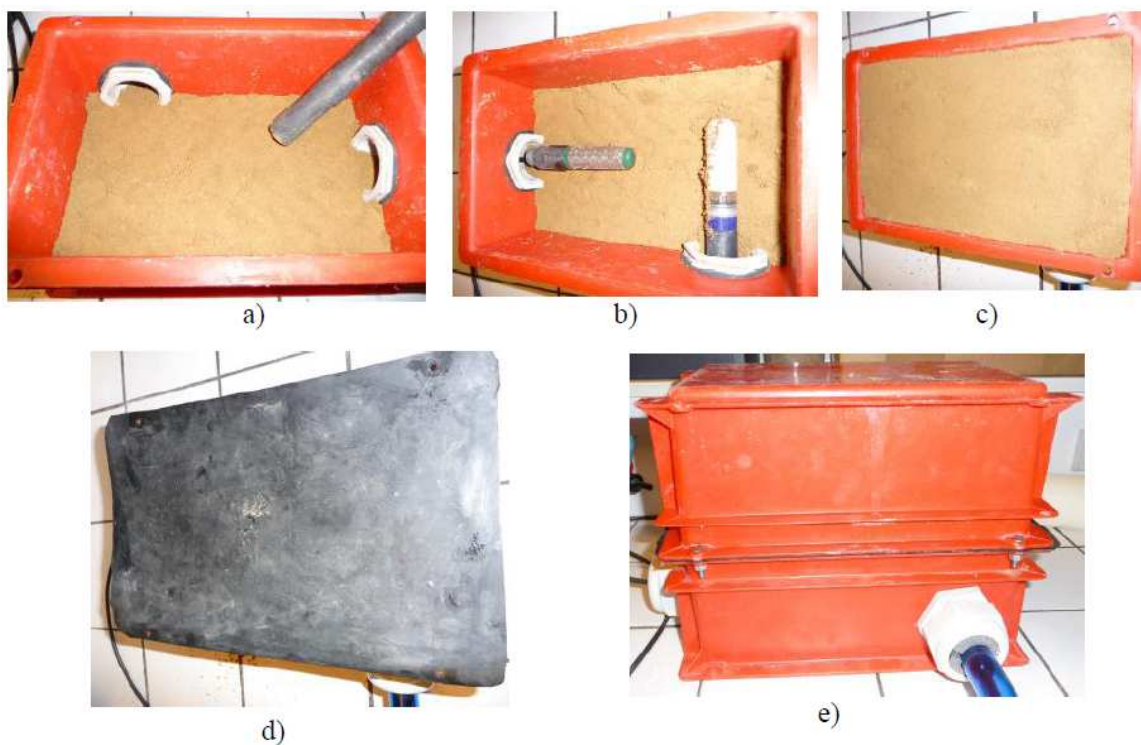


Figure VI-21 : Procédure de l'essai d'étalonnage de la sonde SIS

**b) Résultats obtenus**

La Figure VI-22a présente le résultat obtenu avec le limon de Jossigny. L'échantillon saturé a été d'abord séché à l'air pendant 48 h. Le séchage a été poursuivi à l'aide d'un ventilateur jusqu'à  $t = 144$  h. Puis, la boîte a été fermée pour éviter l'évaporation de l'eau contenue dans l'échantillon. La précision du tensiomètre T8 a été montrée dans le chapitre IV. La succion de la sonde SIS est déduite de la valeur de voltage mesurée en utilisant la courbe d'étalonnage linéaire du fabricant. Le résultat a montré que :

- la succion du tensiomètre augmente lentement de 0 à 8 kPa pendant les 48 h de séchage à l'air tandis que la succion mesurée par la sonde SIS reste constante à 0,7 kPa ;
- lors du séchage par le ventilateur, la succion du tensiomètre augmente rapidement jusqu'à 70 kPa à  $t = 144$  h ; la succion mesurée par la sonde SIS n'augmente qu'à partir de  $t = 60$  h ; de plus, la valeur mesurée est beaucoup plus faible que la succion tensiomètre ;
- A partir de  $t = 144$  h, la boîte a été fermée ; la succion tensiomètre qui est considérée comme référence reste quasi constante autour de 70 kPa tandis que la succion mesurée par la sonde SIS est de 8 kPa ; c'est-à-dire que la succion de référence est 9 fois plus élevée que la succion mesurée par la sonde SIS.

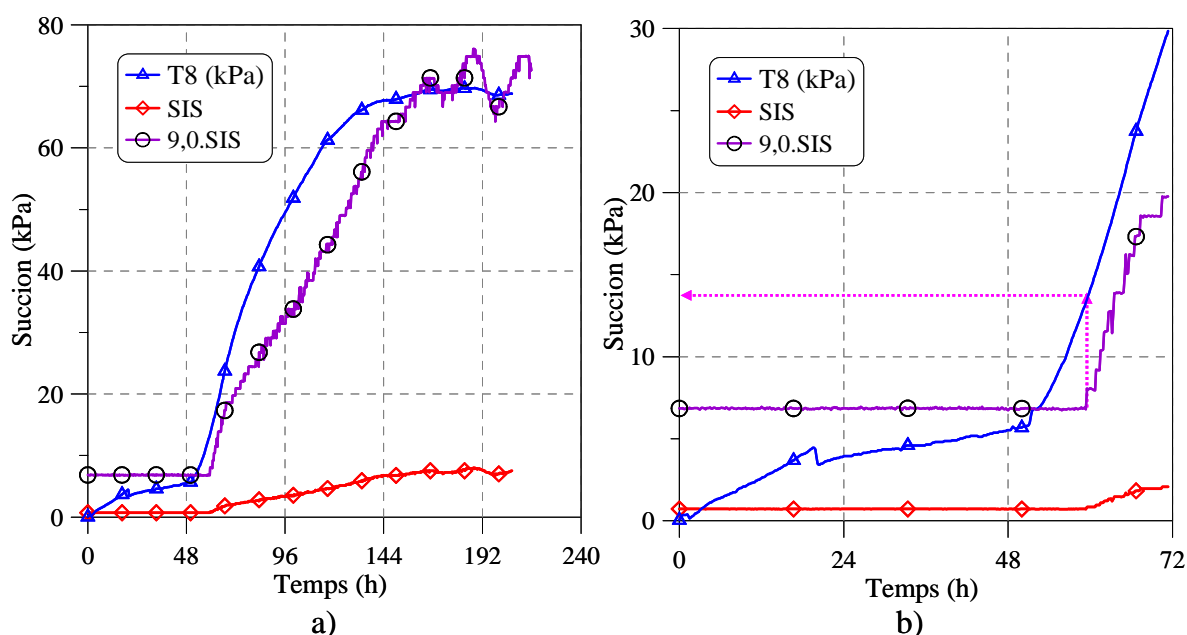


Figure VI-22 : Etalonnage de la sonde SIS dans le Limon de Jossigny

Un zoom sur les résultats sur 72 h est présenté sur la Figure VI-22b. On constate que la succion n'augmente que lorsque la succion de référence est supérieure à 14 kPa. On rappelle que la gamme de mesure de la sonde SIS, donnée par le fabricant, s'étend de 5 à 200 kPa.

Une différence importante entre le résultat d'étalonnage de la sonde SIS pour le sol intermédiaire du site de Sénissiat écrêté à 2 mm et le limon de Jossigny est observée. Afin de mieux interpréter les mesures de succion obtenues sur le site de Moulin Blanc, une quantité d'environ 10 kg de sol a été prélevée en piste (zone C). Visuellement la constitution de ce sol est comparable au sol de la couche intermédiaire observé lors de l'installation des capteurs. Pour cet essai, une sonde Thetaprobe (capteur de teneur en eau volumique) a été installée dans la boîte à côté d'une sonde SIS et d'un tensiomètre T8 (Figure VI-20) pour déterminer la courbe de rétention d'eau de ce sol.



**Figure VI-23 : Etalonnage de la sonde SIS dans le sol prélevé sur le site de Moulin Blanc**

La Figure VI-24a présente le résultat d'étalonnage dans le sol de Moulin Blanc. Un zoom sur les résultats sur les premières heures est présenté sur la Figure VI-24b. On observe que :

- la succion mesurée par la sonde SIS et le tensiomètre T8 évolue de manière identique à celle que l'on a observée sur le limon de Jossigny ; pourtant, le coefficient de correction de la succion mesurée par la sonde SIS pour ce sol est de 24,0, ce qui est beaucoup plus grand que les rapports de 9 et 2,4 obtenus respectivement pour le limon de Jossigny et le sol intermédiaire écrêté à 2 mm du site de Sénissiat ;
- pour le sol de Moulin Blanc, la sonde SIS ne fonctionne que lorsque la succion est supérieure à 16 kPa (Figure VI-24b).

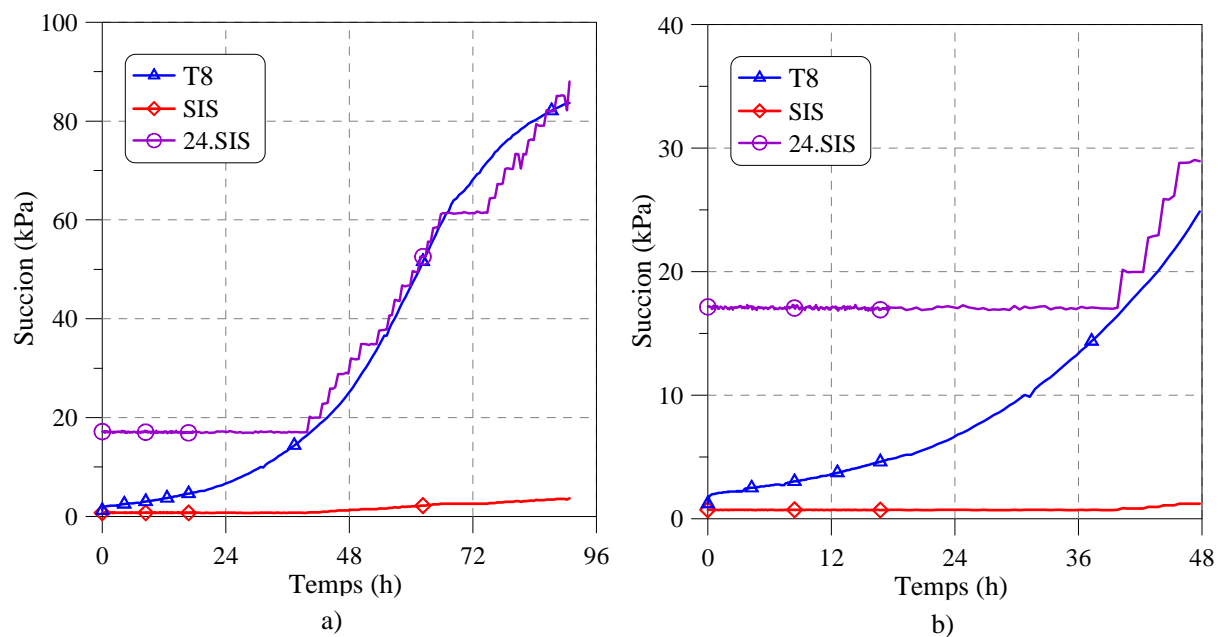


Figure VI-24 : Etalonnage de la sonde SIS pour le sol intermédiaire du site de Moulin Blanc

La Figure VI-25 présente les deux courbes de rétention d'eau déterminées à partir des mesures de la sonde SIS et du tensiomètre T8 du sol prélevé en piste du site de Moulin Blanc.

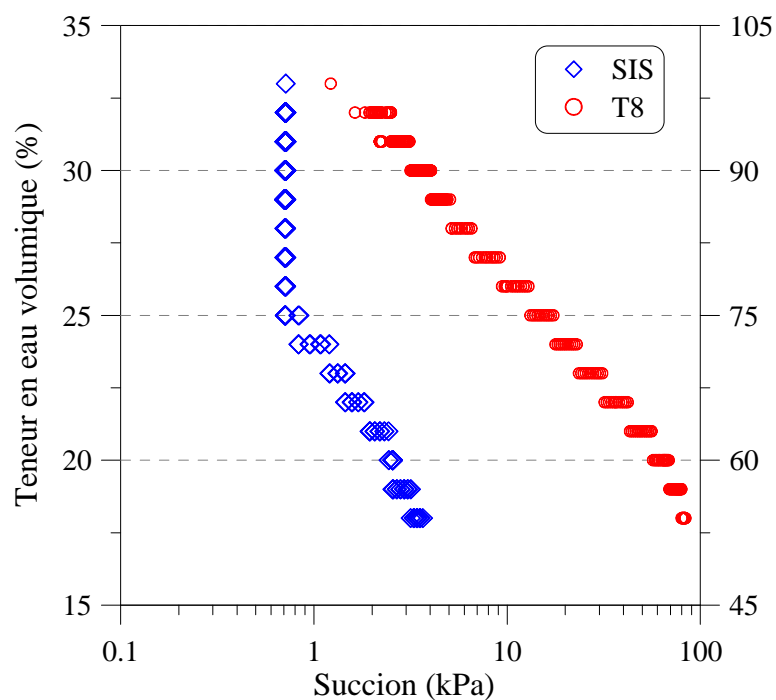


Figure VI-25 : Courbes de rétention d'eau du sol prélevé sur le site de Moulin Blanc

Sur cette figure, le degré de saturation est calculé selon la teneur en eau volumique, mesurée par la sonde Thetaprobe, par la formule suivante :

$$S_r = \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho_d} \theta \quad (\text{VI-1})$$

Où :  $\theta$  est la teneur en eau volumique (%) ;

$\rho_s$ ,  $\rho_d$  sont respectivement la masse volumique des particules solides et la masse volumique sèche ( $\text{Mg/m}^3$ ). La masse volumique des particules solides est de  $\rho_s = 2,67 \text{ Mg/m}^3$ . La masse volumique sèche est de  $\rho_d = 1,80 \text{ Mg/m}^3$ .

Le résultat montre que la succion mesurée par la sonde SIS reste égale à 0,7 kPa lorsque la teneur en eau volumique du sol testé est supérieure à 25 % (degré de saturation supérieure à 75 %). En revanche, la succion mesurée par le tensiomètre T8 augmente progressivement lorsque la teneur en eau diminue. A la fin de l'essai (teneur en eau volumique de 17,5 %), la succion mesurée par la sonde SIS est de 4 kPa tandis que la valeur du tensiomètre T8 est égale à 80 kPa.

## **VI.5 Evaporation**

L'évaporation est le processus par lequel l'eau sous forme liquide se transforme en gaz et peut s'échapper de la surface évaporatoire. Dans la nature, l'eau peut s'évaporer à partir de nombreuses surfaces comme les lacs, les rivières, les sols... Le taux de l'évaporation qui se produit à partir d'un corps ou d'une surface quelconque est déterminé par différents facteurs que l'on peut classer en deux grandes catégories : les facteurs climatiques (rayonnement, ventilation, tension de vapeur d'eau, etc.) et les facteurs propres à la surface évaporante (Leroy & Grégoire, 2005). En ce qui concerne notre étude, les eaux de pluie précipitant sur les plates-formes ferroviaires peuvent :

- être stockées dans la couche intermédiaire ;
- s'infiltrer verticalement dans le sol support et horizontalement dans les couches en piste ;
- s'évaporer sous les conditions climatiques.

Ce chapitre s'attachera à étudier l'évaporation de la plate-forme ferroviaire au déblai de Moulin Blanc. On peut distinguer deux principales notions dans l'évapotranspiration :

- **Evapotranspiration potentielle ou évapotranspiration de référence ( $ET_0$ )** : Elle est définie couramment comme la somme de l'évaporation par la surface du sol et de la transpiration par les plantes d'une culture dont les stomates sont entièrement ouverts

lorsque le sol fournit toute l'eau demandée. L'évaporation potentielle ne dépend que des mesures météorologiques.

- **Evapotranspiration réelle (ETR)** : Elle est la somme des quantités de vapeur d'eau évaporées par le sol. L'évaporation réelle dépend des facteurs climatiques (rayonnement, température, vitesse du vent et l'humidité) et des facteurs physiques du sol (teneur en eau, succion, couleur du sol...).

Dans notre cas avec l'absence des plantes sur la plate-forme ferroviaire, la transpiration est nulle. L'estimation de l'évaporation est possible directement par le biais de bacs évaporants ou indirectement à partir des mesures météorologiques. Les modèles d'évaporation de la littérature sont basés, en général, sur les conditions climatiques (Penman, 1948; Monteith, 1965; Moran *et al.*, 1996; Allen *et al.*, 1998; Rivas & Caselles, 2004; Aydin, 2008). Parmi ces modèles, le modèle de Penman-Monteith (Allen *et al.*, 1998) est un des plus utilisés :

$$ET_0 = \frac{0,408 \cdot \Delta \cdot (R_n - G) + \gamma \cdot \frac{900}{T + 273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma (1 + 0,34 u_2)} \quad (\text{VI-2})$$

Où :  $ET_0$  est l'évapotranspiration de référence (mm.jour<sup>-1</sup>) ;

$R_n$  est le rayonnement net à la surface (MJ.m<sup>-2</sup>.jour<sup>-1</sup>) ;

$G$  est le flux de chaleur du sol (MJ.m<sup>-2</sup>.jour<sup>-1</sup>) ;

$T$  est la température moyenne journalière de 2 m de hauteur (°C) ;

$u_2$  est la vitesse du vent à 2 m (m.s<sup>-1</sup>) ;

$e_s$  est la pression de vapeur saturante (kPa) ;

$e_a$  est la pression de vapeur réelle (kPa) ;

$(e_s - e_a)$  est le déficit de pression de vapeur saturante (kPa) ;

$\Delta$  est le pente courbe de pression de vapeur (kPa.°C<sup>-1</sup>) ;

$\gamma$  est la constante psychrométrique (kPa . °C<sup>-1</sup>).

L'évaporation de référence est calculée avec une fréquence journalière. La procédure de calcul est détaillée par Allen *et al.* (1998) et Pham (2010) à partir des mesures in situ (rayonnement, température de l'aire, vitesse du vent et humidité relative). Pour palier le problème rencontré sur les mesures de l'humidité relative (Figure VI-14, Tableau VI-3), on a récupéré données de la station météorologique à Cambrai (proche de notre site

d'instrumentation) sur le site [www.meteociel.fr](http://www.meteociel.fr). La Figure VI-26a, b, c présente respectivement l'évolution de l'évaporation de référence calculée, de la succion du sol et des précipitations. On observe que :

- l'évaporation potentielle est faible en hiver et elle augmente en été ;
- l'augmentation de la succion en piste est engendrée par l'évaporation ;
- l'évaporation des couches sous ballast est plus faible que celle en piste ;
- l'intensité maximale des précipitations est de 20 mm/jour.

Plusieurs auteurs ont proposé des approches pour calculer l'évaporation réelle du sol (Davies, 1972; van Bavel & Hillel, 1976; Brunel, 1989; Aydin, 2008; Ju *et al.*, 2009). Pourtant, l'évaporation réelle dépend fortement des conditions liées au sol (teneur en eau, succion, couleur du sol, couche couverture ...). Pour notre cas, on ne peut pas mesurer la succion à la surface du sol. De plus, la couche ballast influence l'évaporation des couches sous-jacentes. Dans le cadre de ce projet, les données obtenues in situ ne sont pas suffisantes pour estimer l'évaporation réelle.



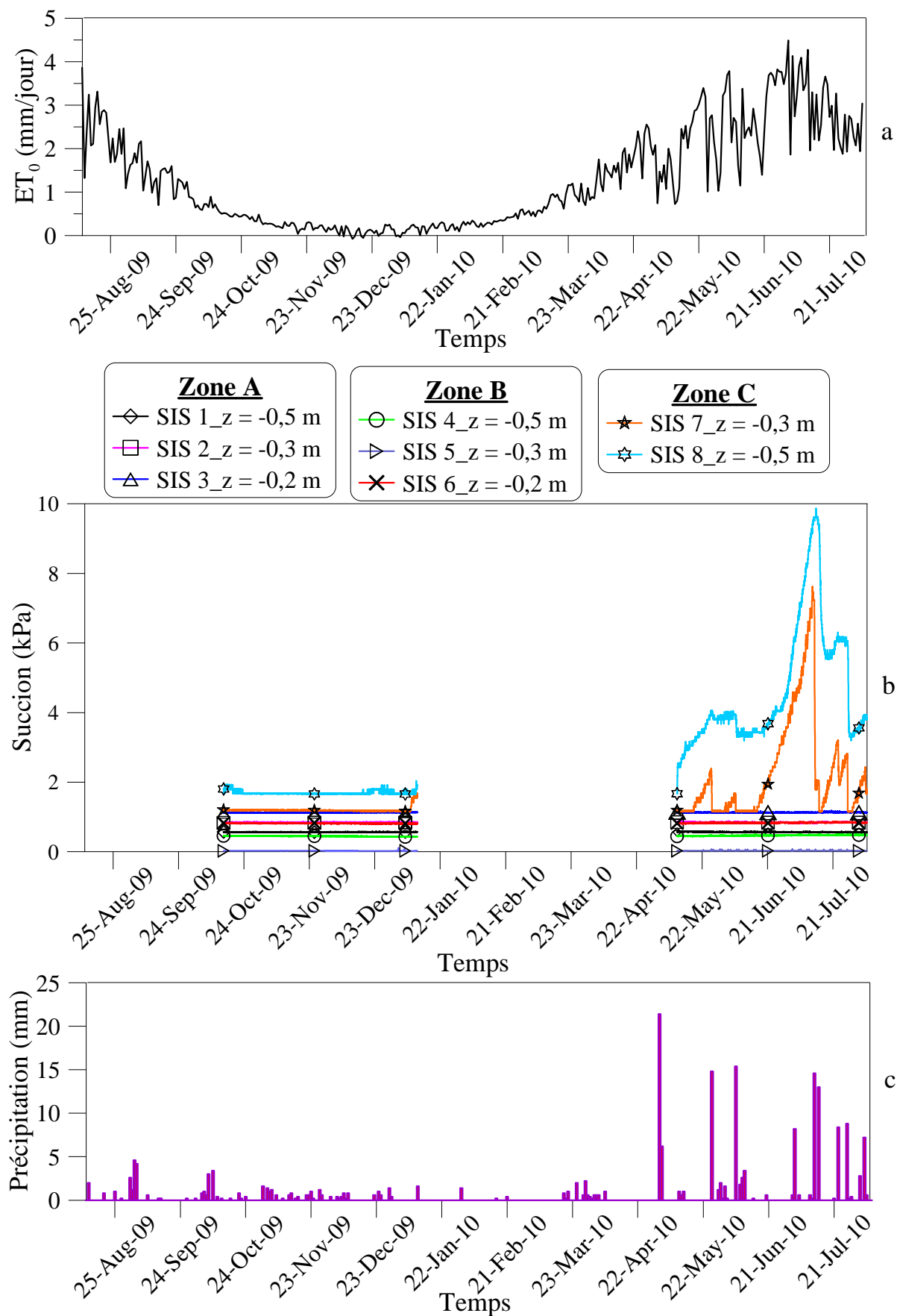


Figure VI-26 : Evolution de l'évaporation de référence (a), de la succion (b) et de la précipitation (c)

## **VI.6 Conclusion**

Huit capteurs de succion et neuf capteurs de température, deux accéléromètres, une station météo ainsi que deux piézomètres ont été installés sur la plate-forme en déblai sans drainage du site de Moulin Blanc. Le suivi a été réalisé sur une année. Les résultats ont montré que :

- les températures des couches sous ballast étaient toujours positives même pendant les périodes où la température ambiante était négative, montrant que ces couches assurent bien la condition de hors gel ;
- l'évolution de la succion des couches sous ballast n'a pas été observée ; de plus, les suctions de ces couches étaient toujours inférieures à 16 kPa correspondant à une teneur en eau volumique supérieure à 25 % et à un degré de saturation supérieur à 75% ; l'évolution de la succion des couches en piste a été observée en été, dominée principalement par l'évaporation et la précipitation ;
- la nappe phréatique n'a pas été observée jusqu'à 10 m de profondeur sous piste ;
- la fréquence de sollicitation mesurée sur le site de Moulin Blanc varie de 5 à 10 Hz ; celle des TER qui correspond au plus gros trafic est d'environ 5 Hz ; les fréquences mesurées in situ sont donc comparables avec celle utilisée en laboratoire ( $f = 5$  Hz) pour les essais triaxiaux cycliques ;
- la courbe d'étalonnage de la sonde SIS du fabricant n'est pas valable pour tout type de sols.

## **CHAPITRE VII : APPLICATION A L'INFRASTRUCTURE FERROVIAIRE**

### **VII.1 Introduction**

Les lignes nouvelles ou lignes à grande vitesse sont construites après 1970. Sur ces lignes, une sous-couche est mise en place lors de des constructions avec des caractéristiques qui ont été bien définies dans les normes, les référentiels, les spécifications techniques de la SNCF (SNCF, 1995; SNCF, 1996b; SNCF, 2006). Les fonctions de la sous-couche ont été présentées dans le chapitre I (voire I.1.1.2) :

- la transition granulométrique entre le ballast et la plate-forme ;
- la réduction des charges transmises au niveau de la plate-forme ;
- le drainage ;
- la protection du sol support du gel.

Sur les voies anciennes, une couche intermédiaire a été naturellement créée pendant le processus de l'exploitation de la voie par l'interpénétration entre le sol support et le ballast sous l'effet des circulations. Afin de respecter les nouvelles conditions de circulation des trains (plus lourds et plus rapides), de nombreuses voies anciennes ont été modernisées, réparées ou remises en état. Les enquêtes préliminaires effectuées sur les voies anciennes en France ont montré que l'insuffisance de drainage était la cause principale de la dégradation de voie. Pour cette raison, il est nécessaire d'installer systématiquement un système de drainage lors de l'amélioration des voies (SNCF, 2006) bien que ce système implique un investissement coûteux, une recherche d'exutoire qui n'est pas toujours disponible et que la mise en œuvre de ces dispositifs amène d'importantes perturbations sur l'exploitation ferroviaire. Cependant, certaines plate-formes anciennes en déblai sont dépourvues de dispositif de drainage et ne présentent pas pour autant de problèmes de stabilité et/ou de déformation préjudiciables aux circulations ferroviaires. Afin de vérifier le fonctionnement des plates-formes sans drainage, la nécessité du dispositif de drainage sur certaines plate-formes anciennes en déblai, la possibilité de réutiliser la couche intermédiaire comme une sous-couche ou un matelas de renforcement du sol support par inclusion, une étude du comportement hydromécanique de la couche intermédiaire a été réalisée dans le cadre de cette thèse.

Dans ce mémoire, on a présenté successivement l'identification des sols constitutifs de plate-forme du déblai de Sénissiat dans le chapitre II, le comportement hydraulique de la couche intermédiaire dans le chapitre IV, le comportement mécanique de cette couche dans le chapitre V, les mesures *in situ* sur la plate-forme sans drainage du déblai de Moulin Blanc dans le chapitre VI. Dans ce chapitre, on synthétisera d'abord les résultats principaux obtenus dans les chapitres précédents, puis à partir de ces résultats, on va vérifier les fonctions de la couche intermédiaire, permettant de dégager des recommandations pour un bon fonctionnement des plates-formes ferroviaires anciennes.

### VII.2 Résultats principaux obtenus

La couche intermédiaire du site de Sénissiat a été identifiée *in-situ* ainsi qu'au laboratoire. Les résultats ont montré que cette couche est très dense avec une masse volumique sèche  $\rho_d = 2,39 \text{ Mg/m}^3$ , plus élevée que la masse volumique maximale obtenue en laboratoire par les essais Proctor Modifié ( $\rho_{d,OPM} = 2,28 \text{ Mg/m}^3$ ). Cette différence a montré que les sollicitations cycliques des circulations ferroviaires, pendant un siècle et demi, ont remarquablement contribué à la densification de la couche intermédiaire (CI). La densité de la CI mesurée *in-situ* sur le déblai de Senissiat a le même ordre grandeur que la sous-couche mise en œuvre sur la ligne de Bourg-en-Bresse à Bellegarde-sur-Valserine lors de la modernisation réalisée entre 2006 et 2009 (RFF *et al.*, 2008).

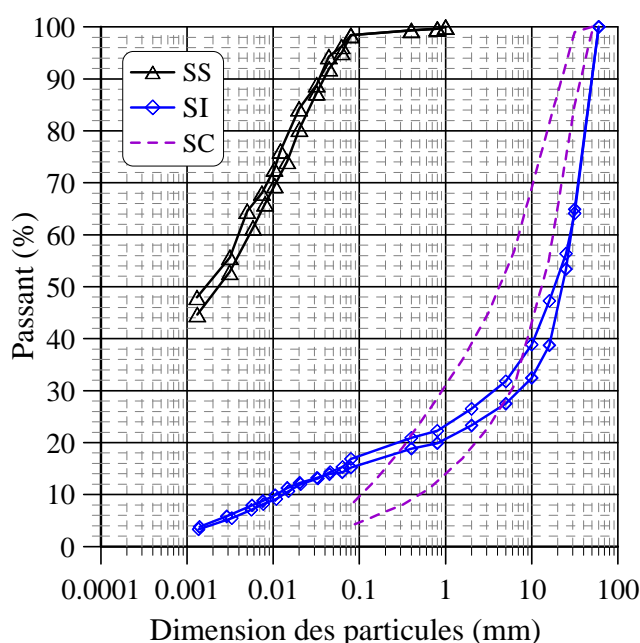


Figure VII-1 : Courbes granulométriques du sol support (SS), du sol intermédiaire (SI) du site de Sénissiat et de la sous-couche (SC)

Les fines de la couche intermédiaire proviennent du sol support et de la dégradation de ballast. La Figure VII-1 présente les courbes granulométriques du sol support (SS), du sol de la couche intermédiaire (SI) du site de Sénissiat et de la sous-couche (SC) selon la spécification technique ST N° 590B (SNCF, 1995). On remarque que les fines inférieures à 0,08 mm du sol de la couche intermédiaire (16%) sont en quantité plus importante que ce qui est admis pour la sous-couche (4 – 8%) dans les textes SNCF (SNCF, 1995).

Les essais triaxiaux cycliques ont été effectués sur le sol de la couche intermédiaire prélevé à trois teneurs en eau différentes : 4, 6 et 12%. Les résultats ont montré l'influence significative de l'état hydrique sur le comportement mécanique de la couche intermédiaire. La Figure VII-2 compare le comportement de la couche intermédiaire à trois teneurs en eau différentes avec les critères de l'état limite définis dans la norme NF EN 13286-7 (AFNOR, 2004b). Avec des contraintes verticales appliquées jusqu'à 200 kPa, le comportement de la couche intermédiaire se situe toujours dans les domaines A et B pour les teneurs en eau de 4% et 6%. Par contre, à l'état saturé ( $w = 12\%$ ), le comportement de cette couche rentre dans le domaine C où le sol rompt après un petit nombre de cycles pour une contrainte appliquée supérieure à 100 kPa.

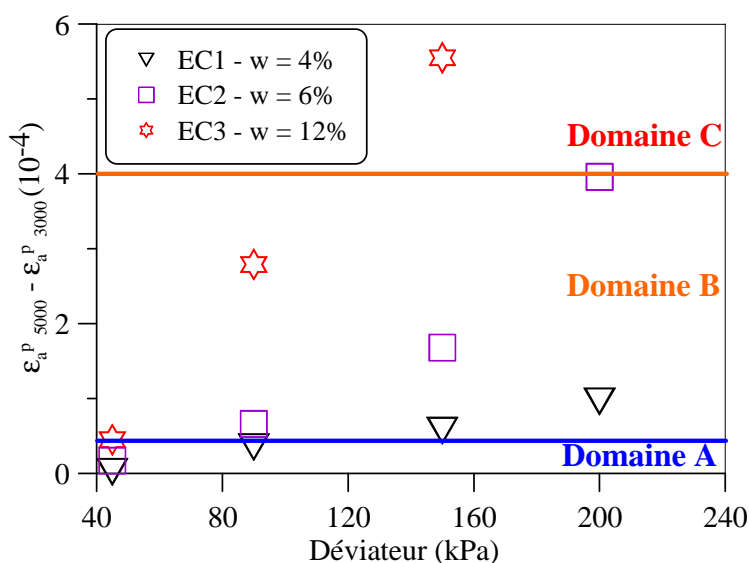


Figure VII-2 : Influence de la teneur en eau sur la déformation permanente de la couche intermédiaire

Un modèle de la déformation axiale permanente prenant en compte l'influence du nombre de cycles, du niveau de contrainte appliqué et de l'état hydrique de la couche intermédiaire a été élaboré sur la base des résultats expérimentaux aux teneurs en eau de 4% et 6%. Les paramètres obtenus ont été utilisés pour simuler l'essai à l'état saturé. La simulation a montré

que le modèle permet de bien décrire le comportement de la couche intermédiaire dans les domaines A et B.

Les essais hydrauliques réalisés en laboratoire, les mesures de succion et les paramètres climatiques mesurés *in-situ* nous permettent de mieux comprendre le comportement hydraulique de la couche intermédiaire. Au laboratoire, les essais hydrauliques sur le sol intermédiaire de Sénissiat à une masse volumique sèche de  $2,01 \text{ Mg/m}^3$  ont été réalisés avec la grande colonne d'infiltration ( $\Phi = 300 \text{ mm}$ ,  $H = 600 \text{ mm}$ ). On remarque que l'eau a été drainée rapidement : en une heure, la teneur en eau volumique a diminué rapidement de 25% (état saturé) à 16% (Figure VII-3), soit une diminution de 100% à 65% pour le degré de saturation (Figure VII-4).

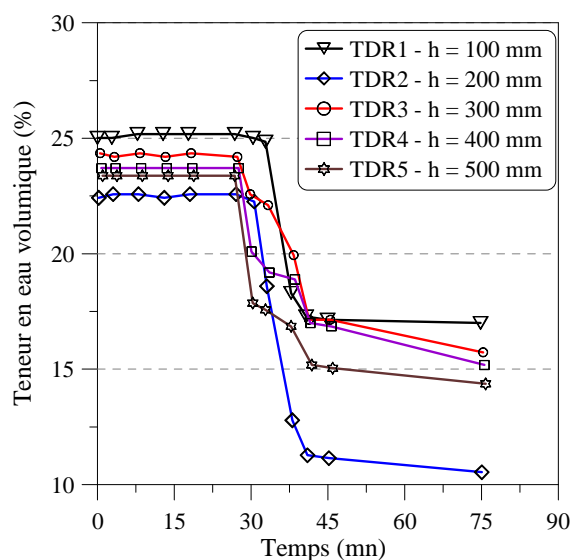


Figure VII-3 : Evolution de la teneur en eau pendant la phase de drainage – Essai HGN2

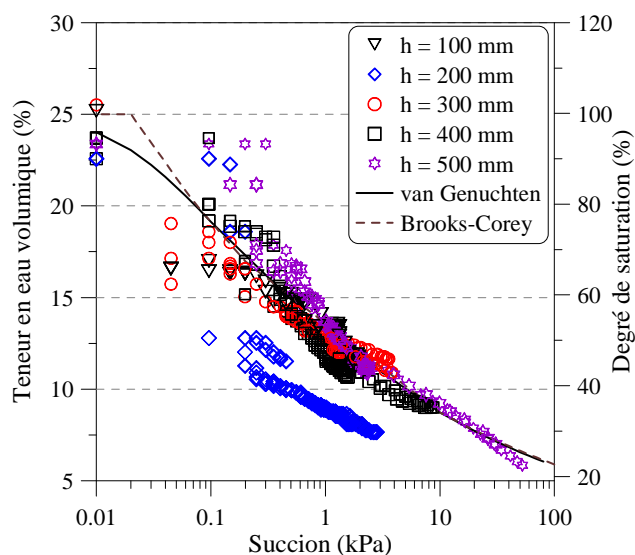


Figure VII-4 : Courbe de rétention d'eau

Contrairement à la phase de drainage, la phase de séchage a duré beaucoup plus longtemps. Après 160 heures de séchage continu par évaporation à la surface de la colonne à l'aide d'un ventilateur (Figure VII-5), la succion à  $h = 500 \text{ mm}$  (100 mm au dessous de la surface) a augmenté de 2 kPa à 55 kPa (Figure VII-6) correspondant à une diminution du degré de saturation de 50% à 22% (Figure VII-4). L'évaporation diminue rapidement en fonction de la profondeur. A partir de 400 mm de profondeur ( $h = 200 \text{ mm}$ ), la succion reste toujours constante, montrant que l'évaporation ne se produit que dans une couche d'environ 400 mm à la surface.

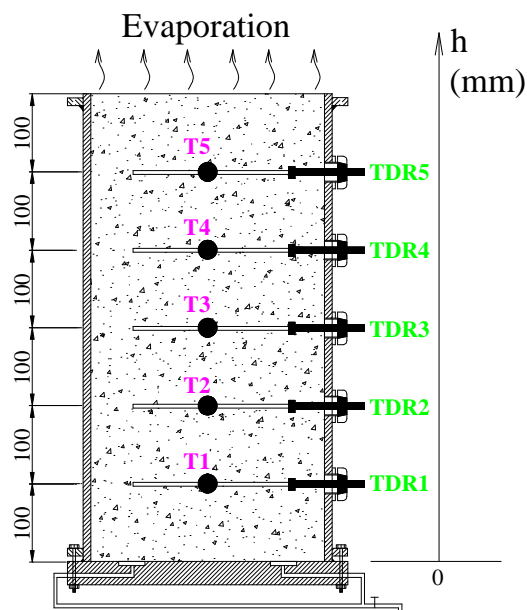


Figure VII-5 : Séchage du sol dans la colonne

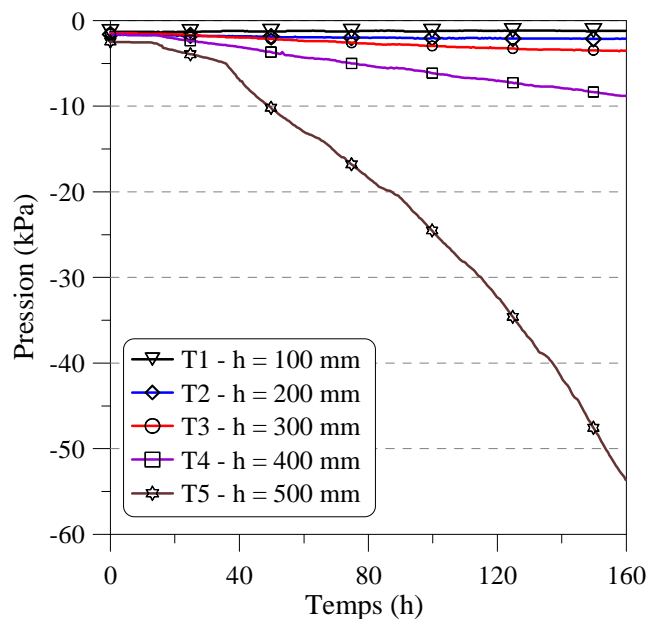


Figure VII-6 : Evolution de la pression pendant la phase de séchage – Essai HGN2

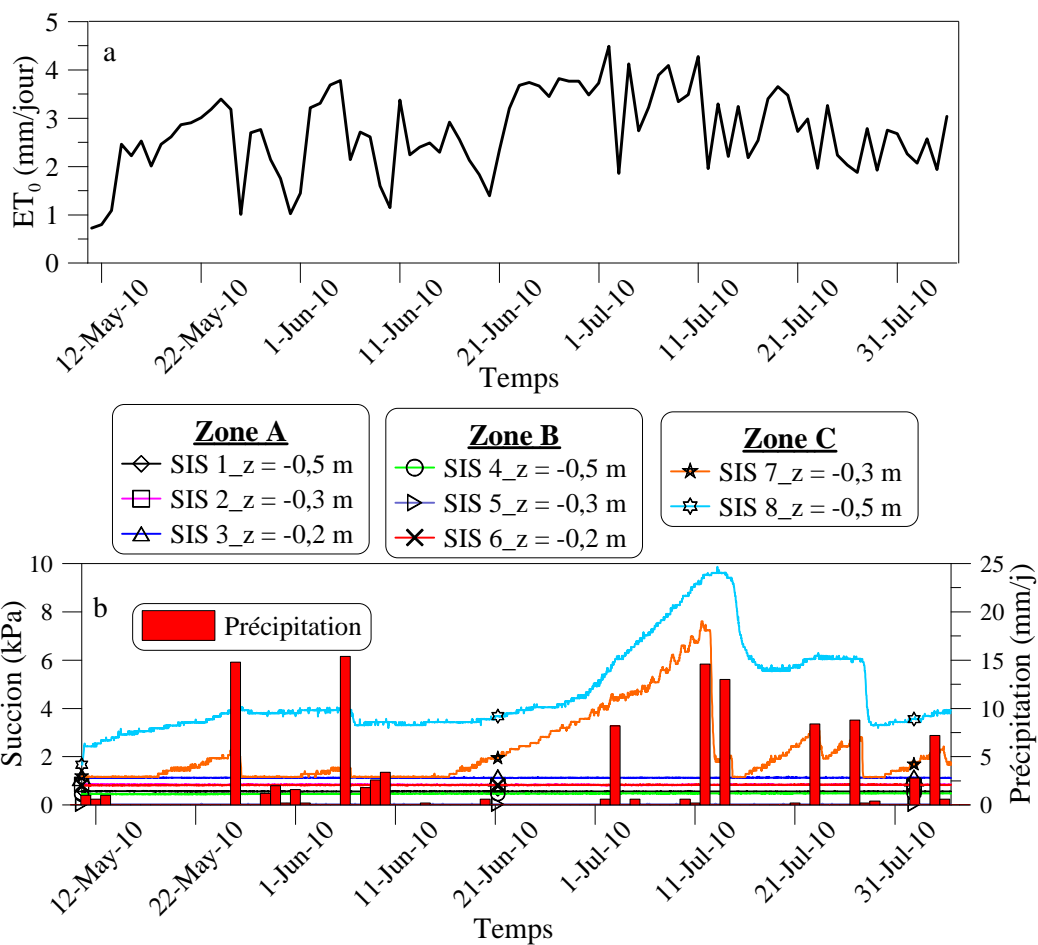


Figure VII-7 : Influence de l'évaporation et de la précipitation sur l'évolution de la succion



Les mesures de la succion *in-situ* ont montré que les suctions des couches sous ballast sont toujours faibles. Celles de la couche en piste sont également faibles en hiver mais elles augmentent en été lorsque l'évaporation est élevée (Figure VII-7). Cela montre que la couche ballast a limité considérablement l'évaporation des couches sous-jacentes. On voit aussi que la variation de la succion à la profondeur de - 0,3 m (SIS7) est plus sensible aux paramètres climatiques que celle à la profondeur de - 0,5 m (SIS8).

Avec les mesures de la température de l'air, à la surface du sol et dans les couches de sol, réalisées pendant une année, on peut voir l'évolution de température selon les saisons et l'influence de la température de l'air sur l'évolution de la température dans le sol. De plus, on peut vérifier la fonction de la protection du sol support du gel. La Figure VII-8 présente l'évolution des températures de l'air (thermo), à la surface du sol (T9) et dans le sol (T1-T8) pendant la période la plus froide en hiver 2009-2010. On trouve que la température ambiante minimale est de  $-10^{\circ}\text{C}$ . La température minimale du sol support ( $z = -0,5\text{ m}$ ) est de  $5^{\circ}\text{C}$ . Les températures des couches en piste sont plus froides que celles sous ballast, mais restent positives ; ceci témoigne de l'absence du gel sur cette ligne pendant l'année de l'étude.

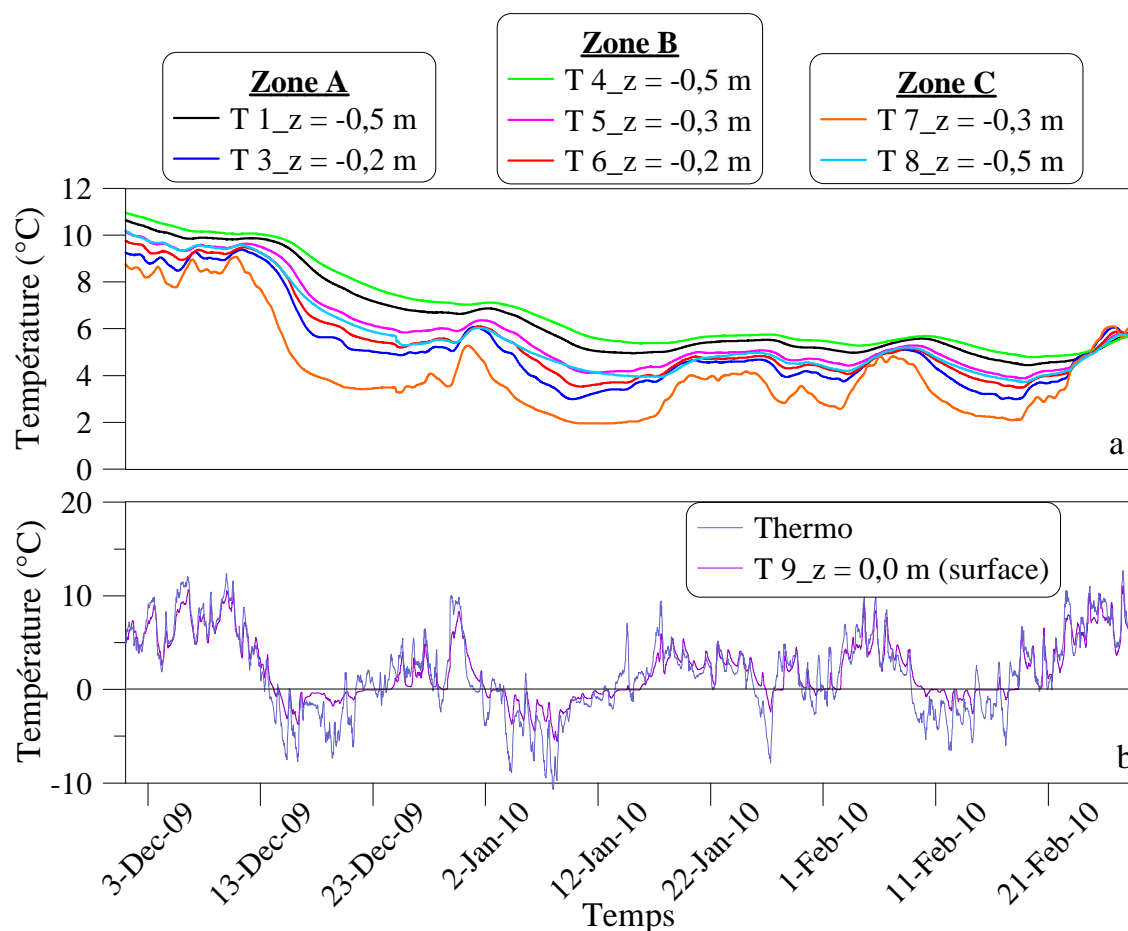


Figure VII-8 : Evolution des températures dans l'air et dans le sol en hiver 2009-2010

## VII.3 Vérification des fonctions de la couche intermédiaire

### VII.3.1 Transition granulométrique entre le ballast et la plate-forme

Sous l'effet des sollicitations répétées des circulations de trains, les eaux piégées dans le sol support ont tendance à monter dans les couches sus-jacentes par l'augmentation de la pression d'eau interstitielle. Cette tendance provoque la pénétration des fines du sol support dans les pores des sols grossiers. La migration des fines dans la couche de ballast engendre la pollution du ballast qui diminue la portance et le drainage de la couche de ballast et limite l'efficacité des opérations de régalinge de la géométrie de la voie par bourrage. Afin d'empêcher la migration des fines engendrée par les mouvements de l'eau provenant du sol support, la sous-couche sur voies nouvelles ou la couche intermédiaire sur les voies anciennes doit satisfaire aux critères de séparation et de drainage. Plusieurs critères ont été développés par les méthodes empiriques en se basant sur le chargement statique et de la granulométrie du sol fin et du sol granulaire (Terzaghi & Peck, 1948; Sherard *et al.*, 1984; Lone *et al.*, 2005). Plus récemment, l'effet de la sollicitation répétée sur le comportement de filtration de la sous-couche a été également étudié par plusieurs auteurs (Kabir *et al.*, 2006; Haque *et al.*, 2007b; Kamruzzaman *et al.*, 2008). Pourtant les critères de séparation et de drainage proposés par Terzaghi & Peck (1948) sont toujours utilisés fréquemment dans la pratique (Cedergren, 1977; Moulton, 1980; Selig & Water, 1994) :

$$D_{15}(\text{filtre}) \leq 5.D_{85}(\text{sol protégé}) \quad (\text{VII-1})$$

$$D_{15}(\text{filtre}) \geq 5.D_{15}(\text{sol protégé}) \quad (\text{VII-2})$$

$$D_{50}(\text{filtre}) \leq 25.D_{50}(\text{sol protégé}) \quad (\text{VII-3})$$

Où :  $D_{15}$ ,  $D_{50}$ ,  $D_{85}$  sont les dimensions des grains pour lesquelles il y a respectivement 15%, 50% et 85% des fines plus petites.

L'Eq.(VII-1) montre que les grandes particules du sol protégé ( $D_{85}$ ) sont bloquées par les fines de la couche filtrée ( $D_{15}$ ). Le critère présenté par l'Eq.(VII-2) est utilisé pour assurer la condition de drainage du sol protégé. Le critère indiqué dans l'Eq. (VII-3) crée une gradation de la granulométrie de la couche filtrée qui peut être parallèle à celle du sol protégé ; ce critère peut être écarté si le sol protégé est une argile plastique (Moulton, 1980; Selig & Water, 1994). Ces critères doivent être vérifiés pour la couche intermédiaire en tant que sol protégé (le ballast est un filtre) et un filtre (le sol support est protégé). Le Tableau VII-1

présente les dimensions nécessaires pour vérifier les critères ci-dessus du ballast selon la norme NF EN 13450 (AFNOR., 2003), du sol intermédiaire et du sol support prélevés sur le déblai de Sénissiat.

**Tableau VII-1 : Dimensions du ballast, du sol intermédiaire et du sol support correspondant 15, 50 et 85% de la masse totale.**

Dimension	Ballast (mm)	Sol intermédiaire (mm)	Sol support (mm)
$D_{15}$	25 - 32	0,07	< 0,001
$D_{50}$	34 - 41	20	0,002
$D_{85}$	42 - 50	45	0,025

Afin de vérifier ces critères pour la couche intermédiaire sur le site de Sénissiat, on considère que les dimensions du ballast et du sol support sont constantes.

- Séparation entre le ballast (BL) et le sol de la couche intermédiaire (SI) :

$$D_{15}(BL) \leq 5.D_{85}(SI) \Rightarrow D_{85}(SI) \geq \frac{D_{15}(BL)}{5} = 6,4$$

$$D_{15}(BL) \geq 5.D_{15}(SI) \Rightarrow D_{15}(SI) \leq \frac{D_{15}(BL)}{5} = 6,4$$

$$D_{50}(BL) \leq 25.D_{50}(SI) \Rightarrow D_{50}(SI) \geq \frac{D_{50}(BL)}{25} = 1,64$$

- Séparation entre le sol de la couche intermédiaire (SI) et le sol support (SS) : le sol support du site de Sénissiat est un limon argileux très plastique (voir II.5.1.2), le critère 3 (Eq. (VII-3)) est donc écarté.

$$D_{15}(SI) \leq 5.D_{85}(SS) = 0,125$$

$$D_{15}(SI) \geq 5.D_{15}(SS) = 0,0005$$

La Figure VII-9 présente les courbes granulométriques du ballast (AFNOR., 2003), du sol de la couche intermédiaire et du sol support du site de Sénissiat ainsi que le fuseau de la sous-couche (SNCF, 1995). Sur cette figure, les limites de granulométrie de la couche intermédiaire ont été définies par les critères déduits des granulométries du ballast et du sol support. On observe que la couche intermédiaire satisfait aux conditions de séparation et de drainage avec la couche de ballast et le sol support. En revanche, la sous-couche ne satisfait qu'aux conditions de séparation et de drainage avec la couche de ballast. De plus, elle n'est pas satisfaisante en tant que couche de filtre. Pour ce type de sol support, une couche

géotextile est généralement mise en place entre la sous-couche et le sol support pour éviter la contamination de la sous-couche et de la couche de ballast.

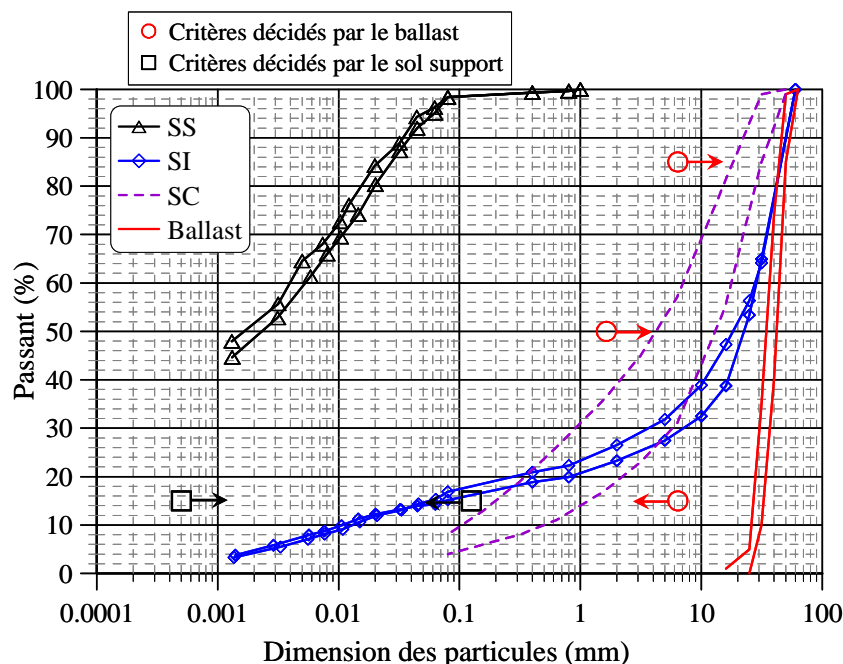


Figure VII-9 : Vérification des critères de séparation de la granulométrie de la couche intermédiaire

### VII.3.2 Réduction des charges transmises au niveau de la plate-forme

Afin de réduire les charges transmises au niveau de la plate-forme, il faut dimensionner les voies avec une épaisseur minimale d'assise (ballast + sous-couche). Cette épaisseur dépend de la classe de portance de la plate-forme, de l'armement de la voie et des caractéristiques du trafic. La méthode de calcul est décrite dans le référentiel IN0260 (SNCF, 1996b). Sur les voies anciennes, l'épaisseur de la couche intermédiaire est très variable en fonction du type de sol support et des conditions hydrologiques des plates-formes. Afin d'assurer la fonction de réduction des charges transmises au sol support, la couche intermédiaire doit d'abord être stabilisée sous les sollicitations de trains et les charges dues à la couche ballast, aux traverses et aux rails. La répartition de charge dans la plate-forme ferroviaire est présentée sur la Figure VII-10. A l'aide du système rail-traverse, la transmission de charge du train sur la traverse représente environ 40% de celle sur le rail (Profillidis, 1983). La contrainte uniforme maximale sous la traverse peut être calculée simplement selon l'Eq. (VII-4).

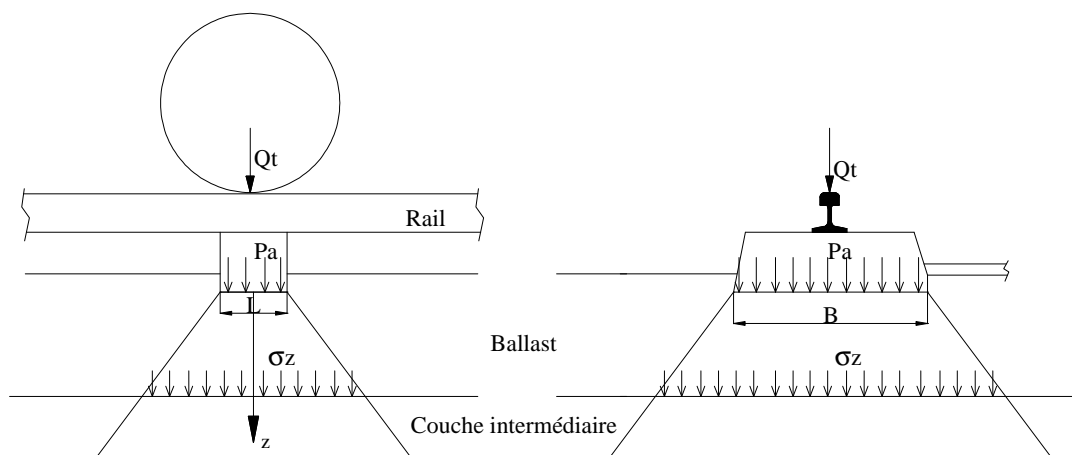
$$P_{a \max} = \frac{0,4.Q_i + Q_r + Q_{trav}}{B.L} \quad (\text{VII-4})$$

où :  $Q_t$  est la charge du train sur le rail ( $Q_t = Q_{essieu}/2$ ) ;

$Q_r$  est la charge du rail ;

$Q_{trav}$  est la charge de la traverse ;

$B$ ,  $L$  sont les dimensions de la surface inférieure de la traverse (Figure VII-10).



**Figure VII-10 : Répartition de charge dans la plate-forme**

La charge à l'essieu des trains circulant sur le réseau ferré national varie de 17 t à 22.5 t.

La charge à l'essieu des TGV est limitée à 18 tonnes afin de limiter l'effet dynamique lié à la grande vitesse, celle des trains fret est limitée actuellement à 22,5 tonnes sur la plus grande partie du réseau. Notons que le dimensionnement proposé par le référentiel des structures IN 0260 (SNCF, 1996b) intègre des charges de 25 tonnes et que quelques tronçons de lignes subissent ce type de trafic.

Le Tableau VII-2 présente les valeurs calculées pour un train de 18 t/essieu correspondant à la charge du TGV. La contrainte uniforme sous traverse calculée est de 154,3 kPa, ce qui est du même ordre de grandeur que les valeurs mesurées sur la ligne TGV Sud Est (SNCF, 1999).

Tableau VII-2 : Contrainte uniforme sous la traverse pour le train de 18 t/essieu

Charges transmises sous la traverse				Note
Train	Qt	90,0	KN	18,0 t/essieu
Rail	Qr	0,4	KN	60 kG/m
Traverse	Qtrav	1,2	KN	245 kG/traverse
Dimension de la traverse				
Espacement		0,6	m	Traverse en béton
Largeur	L	0,3	m	
Longueur	B	0,8	m	
Surface de traverse	S	0,2	m <sup>2</sup>	
Rayon équivalente	a	0,3		
Contrainte uniforme sous la traverse				
Contrainte uniforme sous la traverse	P <sub>amax</sub>	154,30	kPa	

La théorie d'élasticité de Boussinesq est souvent utilisée pour déterminer la répartition des contraintes dans les couches sous traverse (voir I.1.1.1). La Figure VII-11 présente la variation de la contrainte verticale dans les couches sous traverse en fonction de la profondeur  $z$  pour les trains de 18 t/essieu et 25 t/essieu (Figure VII-10). D'après cette figure, la contrainte verticale à 100 cm de profondeur sous ballast pour les trains de 18 t/essieu (TGV) est environ de 35 kPa, qui est similaire à la valeur mesurée sur le site de la gare de Bezanne sur la LGV Est Européenne (33 kPa).

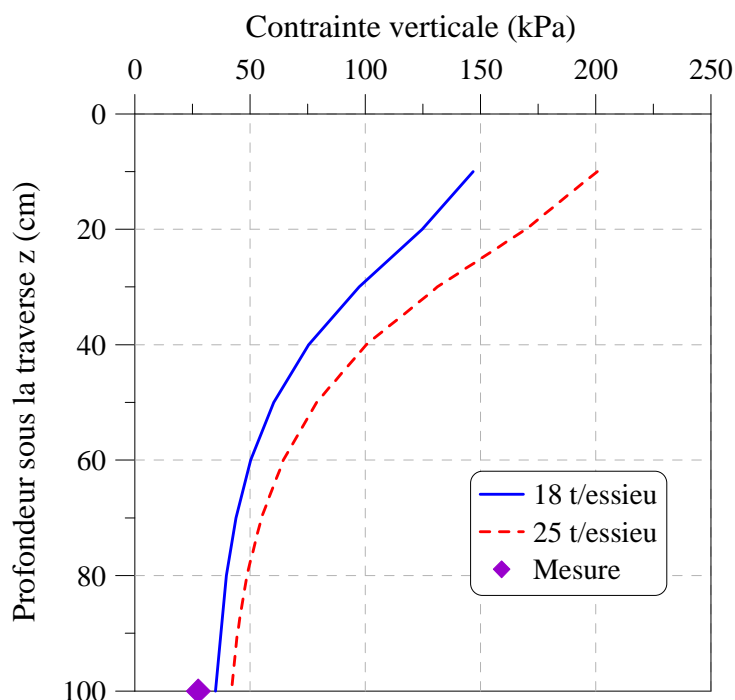


Figure VII-11 : Contrainte verticale en fonction de la profondeur sous traverse

L'épaisseur de la couche de ballast sur les voies anciennes ( $V < 220$  km/h) varie de 15 cm à 30 cm (SNCF, 2007). D'après la Figure VII-11, la contrainte verticale maximale sur la couche intermédiaire varie de 125 kPa à 175 kPa. En comparant avec le comportement de la couche intermédiaire (Figure VII-2), on trouve que la couche intermédiaire n'est stabilisée que quand sa teneur en eau est inférieure à 6%. Une teneur en eau plus importante peut provoquer une augmentation des déformations, une diminution de sa résistance mécanique et l'apparition des remontées boueuses.

### VII.3.3 Drainage de la plate-forme ferroviaire

Sur les voies nouvelles, un système de drainage longitudinal est systématiquement disposé dans les déblais. Une sous-couche est construite avec une densité élevée (100% OPM – IN0260) avec une pente horizontale  $S$  d'environ 4%. La Figure VII-12 présente le drainage de la sous-couche. La capacité d'infiltration de la sous-couche ( $q_i$ ) peut être calculée par l'Eq.(VII-5) (Heyns, 2000).

$$q_i = \frac{kh_x}{L_{\text{écoulement}}} \left( S + \frac{h_x}{L_{\text{écoulement}} - x} \right) \quad (\text{VII-5})$$

Où :  $k$  est la conductivité hydraulique de la couche intermédiaire ;

$S$  est la pente horizontale des surfaces de la sous-couche ;

$h_x$  est l'épaisseur saturée à la distance  $x$  ;

$x$  est la distance de la frontière non écoulement ;

$L_{\text{écoulement}}$  est la longueur de l'écoulement.

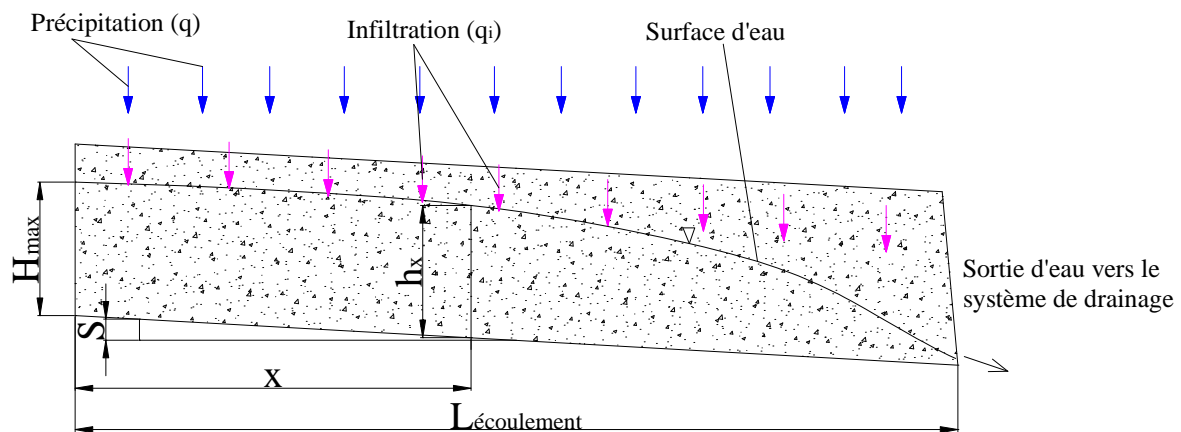


Figure VII-12 : Drainage de la sous-couche



Si l'on compare l'intensité de la pluie ( $q$ ) à la capacité d'infiltration de la sous-couche ( $q_i$ ), il existe deux possibilités :

- tant que l'intensité précipitations est inférieure à la capacité d'infiltration, l'eau s'infiltre aussi vite qu'elle est fournie. Le régime d'infiltration est dans ce cas déterminé par le régime d'alimentation (Figure VII-13) ;
- lorsque l'intensité des précipitations est supérieure à la capacité d'infiltration du sol, une partie de la précipitation s'écoule à la surface de la sous-couche vers le système de drainage ; dans ce cas, on a atteint le « temps de submersion » et l'on parle d'infiltration à capacité (le régime d'infiltration est limité par la capacité d'infiltration du sol) ; la différence entre la précipitation totale et l'eau infiltrée est appelée la « pluie nette » (Figure VII-13).

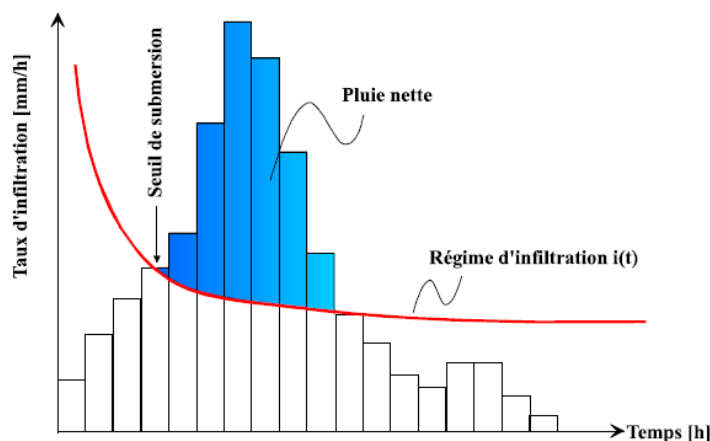


Figure VII-13 : Régime d'infiltration et capacité d'infiltration d'un sol (Musy, 2005)

Le dispositif de drainage permet de rapidement drainer la pluie nette ainsi que l'eau stockée dans la plate-forme ferroviaire en déblai. Quant aux plates-formes en déblai qui ne comportent pas de dispositif de drainage, la pluie nette ruisselle en piste le long de la voie. Sur les voies anciennes, il n'existe pas une pente horizontale entre la couche intermédiaire et le ballast. Le temps de submersion est donc plus long que celui pris en compte dans le cas de la sous-couche. C'est-à-dire que la quantité d'eau infiltrée dans les plates-formes anciennes est plus grande que celle dans les plates-formes nouvelles. Sans dispositif de drainage, l'eau infiltrée dans la couche intermédiaire et le sol support ne peut être drainée que par l'évapotranspiration qui dépend des conditions climatiques *in-situ*. Sur le site de Moulin Blanc, l'évaporation ne se produit considérablement qu'en piste, en été lorsque l'évaporation potentielle est élevée.

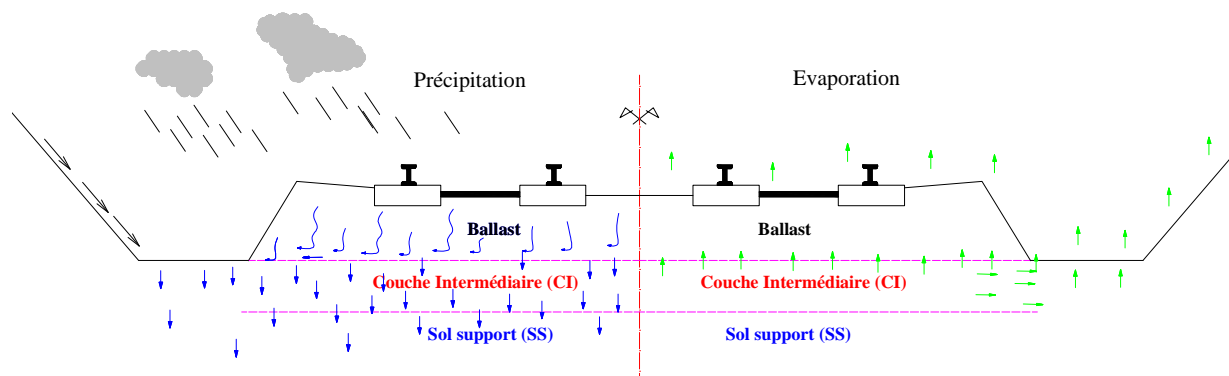


Figure VII-14 : Cycle d'eau sur la plate-forme sans drainage

La Figure VII-14 présente un cycle d'eau sur la plate-forme ferroviaire ancienne sans drainage. Elle montre qu'une grande partie d'eau s'infiltre dans la couche intermédiaire et les couches sous-jacentes lors d'un épisode de pluie. Quand la pluie s'arrête, l'eau dans la couche intermédiaire est évaporée et drainée vers la piste. Pourtant, la couche ballast limite fortement l'évaporation de la couche intermédiaire. De plus, l'évaporation diminue rapidement en fonction de la profondeur (Figure VII-5 et Figure VII-6). Dans le cas d'un sol support imperméable (argile ou limon plastique), l'état de la surface inférieure de la couche intermédiaire (profondeur de 0,4 m sous ballast) semble rester constamment saturé.

### VII.3.4 Protection du sol support du gel

On constate sur la Figure VII-8 que le gel n'a pas atteint le sol support durant la période de mesure incluant un hiver. Ce point peut être confirmé avec les règles de vérification au gel.

Le référentiel SNCF ST 590B (SNCF, 1995) stipule une profondeur hors gel de 70 cm pour l'hiver exceptionnel sur le secteur. Sur le site de Moulin Blanc, la structure sous voie est composée de 50 cm de ballast posé sur 40 cm de couche intermédiaire, soit une épaisseur totale de 90 cm. Le sol support est donc bien hors gel dans cette configuration et la couche intermédiaire joue un rôle important dans cette protection, l'épaisseur du ballast n'étant pas suffisante.

Une autre vérification peut être faite en exploitant les référentiels routiers, en assimilant la couche de ballast et la couche intermédiaire à un matériau granulaire non traité, le calcul proposé dans le « catalogue des structures type de chaussées neuves » permet d'estimer l'indice de gel admissible à 229°.jours. L'analyse des indices de gel relevés dans la région de Lille montre que l'indice de référence pour l'hiver exceptionnel est de 160°.jours. La structure en place vérifie donc très largement le dimensionnement au gel.

Notons que cette vérification est importante pour éviter des déformations qui nuisent au confort et à la sécurité des circulations. En revanche, elle n'est pas exigée en piste où la couche intermédiaire seule sans ballast n'est pas suffisante pour s'opposer au gel du sol support lors d'un hiver rigoureux. Ceci est démontré par la courbe T7 sur la Figure VII-8 qui correspond aux températures les plus froides lors de la période hivernale.

### **VII.4 Recommandations**

Le bon fonctionnement d'une voie ferrée dépend de nombreux facteurs : la condition d'hydrogéologie, la charge des trains, l'épaisseur, la qualité de la couche de ballast et de la sous-couche ou de la couche intermédiaire, etc. Dans le cadre de notre étude, on a étudié le comportement hydromécanique de la couche intermédiaire et l'influence de la couche intermédiaire sur le système ferroviaire.

L'étude a montré le rôle essentiel joué par la couche intermédiaire sur les fonctions de séparation de granulométrie et de protection du sol support au gel.

L'étude a également montré que le comportement mécanique de la couche intermédiaire est sensible à l'état hydrique de cette couche. Avec la charge des trains circulant en France et la structure habituelle de la voie, la couche intermédiaire risque de se dégrader lorsque la teneur en eau devient importante. Or, le drainage dans les plates-formes en déblai dépourvues de dispositifs de drainage, est très difficile. Dans ce cas, la teneur en eau dans la couche intermédiaire est souvent élevée et reste très difficile à contrôler. On a vu au cours de cette étude que l'augmentation de la teneur en eau est le premier facteur de dégradation des fonctions mécaniques de la couche intermédiaire. Sur les plates-formes en déblai, un dispositif de drainage est souvent nécessaire pour assurer la stabilité à long terme des voies. La décision de ne pas mettre en œuvre un tel dispositif devra être assortie de justificatifs permettant de s'assurer de la limitation de la teneur en eau de la couche intermédiaire, en se basant sur une étude approfondie sur le cycle d'eau et la géométrie pour chaque site concerné.

Pour ce faire, les démarches à suivre sont :

- la vérification de la nappe phréatique par les piézomètres,
- la mesure des épaisseurs des couches de ballast, de ballast pollué et de la couche intermédiaire par les sondages carottés,
- l'analyse du sol support par les essais d'identification en laboratoire,
- la vérification des conditions de drainage de la plate-forme qui dépendent de la géométrie du déblai (longueur, hauteur, pente longitudinale), des végétaux au talus, et des propriétés des sols.

## CONCLUSIONS GENERALES

On a réalisé une étude sur le comportement hydromécanique de la couche intermédiaire des plates-formes anciennes. L'objectif principal est de vérifier le fonctionnement des plates-formes sans drainage et d'optimiser les travaux de modernisation de voies anciennes en prenant compte de la nécessité de mettre en œuvre un dispositif de drainage sur les plates-formes ferroviaires en déblai, de la possibilité de la réutilisation de la couche intermédiaire en tant que sous-couche ou matelas de répartition après inclusion du sol support. Le travail réalisé comporte la bibliographie, la sélection d'un site et le prélèvement des matériaux suivant des critères préalablement établis, l'identification des matériaux prélevés, la réalisation des essais mécaniques et hydrauliques sur le matériau de la couche intermédiaire du site de Sénissiat et les mesures in situ sur une plate-forme ancienne en déblai à Somain (Nord de la France) qui ne comporte pas de dispositif de drainage.

L'étude bibliographique, a consisté en une synthèse réalisée sur le réseau ferroviaire national portant sur les constituants des voies ballastées ainsi que sur les problématiques concernant les lignes classiques qui sont en grande partie liées au mauvais fonctionnement hydraulique de la plate-forme. On a remarqué qu'il est important d'étudier le comportement hydromécanique du sol de la couche intermédiaire. Cependant ce genre d'étude n'existe pas jusqu'à présent sur ce matériau et les études sur les matériaux similaires qu'on peut trouver dans la littérature concernent les sols grossiers utilisés dans la fondation de chaussées ou de voies nouvelles. On a observé que le comportement mécanique des sols grossiers évolue en fonction du niveau de chargement, du nombre de cycles, de l'état du sol (teneur en eau, densité, granulométrie etc.). Plusieurs modèles ont été élaborés permettant de prévoir les déformations permanentes en fonction du niveau de chargement et/ou nombre de cycles. Mais il n'y a pas de modèles de déformations permanentes qui prennent en compte l'état hydrique du matériau, paramètre qui influence considérablement le comportement mécanique des sols grossiers. Concernant le comportement hydraulique à l'état non saturés, les travaux expérimentaux sont très limités à cause de des difficultés expérimentales liées principalement à la grande taille des gros éléments dans ce type de matériaux.

Les matériaux du site de Sénissiat ont été prélevés. Les essais d'identification ont été réalisés aussi bien au laboratoire qu'en place sur le sol de la couche intermédiaire du site de Sénissiat. Les résultats ont montré que la densité de la couche intermédiaire est très élevée, avec une masse volumique  $\rho_d = 2,39 \text{ Mg/m}^3$ . La teneur en fines ( $d < 0,08 \text{ mm}$ ) est d'environ 16%, elles

proviennent de la dégradation du ballast et du sol support. On note que cette teneur en fines est plus élevée que celle admise pour la sous-couche (4 – 8%) dans les référentiels de la SNCF (SNCF, 1995). L'analyse granulométrique du sol de la couche intermédiaire a montré une granulométrie bien étalée de 0 à 63 mm, correspondant à un mélange de ballast, de matériaux rapportés lors de la construction de la ligne et de son entretien (cailloux cassés, graviers, sables...), du vieillissement des composants de la voie et du sol support. Avec cette granulométrie, la couche intermédiaire du site de Sénissiat satisfait aux conditions de séparation de la granulométrie et du drainage selon les critères de Terzaghi & Peck (1948).

Afin de mener l'étude expérimentale sur le sol particulier de la couche intermédiaire, des techniques expérimentales spécifiques ont dû être développées. Concernant les essais mécaniques, on a développé un moule de compactage métallique pour fabriquer des éprouvettes de 300 mm de diamètre et de 600 mm de hauteur, un tendeur de membrane pour mettre en place une membrane de 3 mm d'épaisseur sur les éprouvettes. Le compactage par un marteau vibrant ne peut pas atteindre une densité comparable à celle mesurée *in-situ*. Quant aux essais hydrauliques, une colonne d'infiltration ( $\Phi = 300$  mm,  $H = 600$  mm) a été développée. Plusieurs essais d'étalonnage pour le capteur de teneur en eau volumique (TDR) ont été réalisés. Ces essais sont indispensables pour déterminer correctement la perméabilité du sol à l'état non saturé. Un moule métallique ( $\Phi = 300$  mm,  $H = 300$  mm) a été également développé pour mesurer la conductivité hydraulique saturée du sol en fonction de la densité. Cet essai a été réalisé sous la presse servo-hydraulique de 500 kN afin de comprimer l'éprouvette jusqu'à une densité élevée ( $\rho_d = 2,2$  Mg/m<sup>3</sup>).

Plusieurs essais hydrauliques ont été effectués sur le matériau de la couche intermédiaire entier et celui écrêté à 2 mm, à l'état saturé et l'état non saturé. Pour l'état saturé, la conductivité hydraulique estimée de la couche intermédiaire par extrapolation des résultats expérimentaux est de  $2,2 \cdot 10^{-7}$  m/s. La conductivité hydraulique du sol écrêté à 2 mm est de  $9,6 \cdot 10^{-8}$  m/s. On pense que la valeur pour le sol écrêté à 2 mm est représentative de la valeur pour la couche intermédiaire en place sachant que dans ce dernier le sol relativement fin remplit les vides entre les gros grains et que c'est le sol fin qui conditionne la conductivité hydraulique globale. La vérification de l'influence des fines sur la conductivité hydraulique du sol intermédiaire écrêté à 2 mm a montré que la conductivité hydraulique est faible lorsque la part des fines est importante. Ce phénomène montre qu'au cours de l'évolution de la couche intermédiaire avec le sol support qui y pénètre progressivement, la capacité de drainage de cette couche par infiltration diminue. En ce qui concerne l'état non saturé, la

succion maximale mesurée sur la grande colonne est d'environ 50 kPa, correspondant à une teneur en eau volumique de 6,8%. L'observation en laboratoire montre qu'à cette teneur en eau, l'état de surface de l'échantillon est très sec. Comme la couche intermédiaire en place est recouverte d'une couche de ballast de 25 à 50 cm, elle reste relativement « humide ». On peut ainsi conclure que la succion maximale de la couche intermédiaire en place doit être inférieure à 50 kPa. Lors du séchage de la colonne d'infiltration, on a trouvé que la succion reste toujours constante à partir de 400 mm de profondeur ( $h = 200$  mm), montrant que l'évaporation ne se produit que dans une couche d'environ 400 mm à la surface.

Le comportement mécanique du sol de la couche intermédiaire a été étudié par les essais triaxiaux monotones et cycliques à l'aide d'un appareil triaxial de grandes dimensions. Les essais triaxiaux monotones drainés ont été effectués sur les éprouvettes à une teneur en eau de 4% ( $S_r = 32\%$ ) et à l'état saturé. L'influence de la teneur en eau sur les caractéristiques mécaniques de la couche intermédiaire est importante. Le déviateur à la rupture des échantillons pour  $w = 4\%$  est nettement plus grand que celui des échantillons saturés. L'angle de frottement est similaire tandis que la cohésion du sol à la teneur en eau de 4% (60 kPa) est significativement plus grande que celle à l'état saturé (22 kPa). Les essais triaxiaux cycliques à grands nombres de cycles ont été réalisés pour étudier les déformations permanentes. On a montré que l'influence de la teneur en eau sur la déformation permanente de la couche intermédiaire est importante, particulièrement à l'état saturé. L'influence de la teneur en fines sur le comportement mécanique de la couche intermédiaire a été également mise en évidence. Avec la même densité et la même teneur en eau globale de 6%, l'éprouvette contenant le plus de fines a présenté une déformation permanente axiale la plus petite. Avec une densité de 88%  $\rho_{d,OPM}$ , le comportement de la couche intermédiaire est dans les domaines A (la déformation permanente se stabilise) et B (rupture à très grand nombre de cycle) d'après les critères de l'état limite pour les GNT dans le cas où les charges ferroviaires sur la couche intermédiaire ne dépassent pas 140 kPa. Un modèle de déformation permanente axiale avec prise en compte de l'influence du nombre de cycles, du niveau de contrainte appliqué et de l'état hydrique de la couche intermédiaire a été élaboré en se basant sur les résultats expérimentaux. Les paramètres obtenus ont été utilisés pour simuler l'essai à l'état saturé. La simulation a montré que le modèle permet de bien décrire le comportement de la couche intermédiaire dans les domaines A et B.

Huit capteurs de succion et neuf capteurs de température, deux accéléromètres, une station météo ainsi que deux piézomètres ont été installés sur la plate-forme en déblai sans drainage

du site de Moulin Blanc. Le suivi a été réalisé sur une année. Les résultats ont montré que les températures des couches sous ballast étaient toujours positives même pendant les périodes où la température ambiante était négative, montrant que la condition de protection du sol vis-à-vis du gel est assurée. Les suctions de ces couches étaient toujours inférieures à 16 kPa correspondant à une teneur en eau volumique supérieure à 25 % et à un degré de saturation supérieure à 75%. L'évolution de la succion des couches en piste a été observée en été, dominée principalement par l'évaporation et la précipitation. Pour les déblais sans drainage, quand la pluie s'arrête, l'eau dans la couche intermédiaire est évaporée et drainée vers la piste. Pourtant, la couche de ballast limite fortement l'évaporation dans la couche intermédiaire. De plus, l'évaporation diminue rapidement en fonction de la profondeur. Dans le cas d'un sol support imperméable (argile ou limon plastique), l'état de la surface inférieure de la couche intermédiaire (profondeur de 0,4 m sous ballast) semble rester constamment saturé.

En ce qui concerne la nécessité du dispositif de drainage sur les plates-formes ferroviaires en déblai, notre étude a montré que le comportement mécanique de la couche intermédiaire est sensible à l'état hydrique de cette couche. Avec la charge des trains et la structure habituelle de la voie sur le réseau français, la couche intermédiaire risque de se dégrader lorsque la teneur en eau devient importante. Or, le drainage dans les plates-formes en déblai dépourvues de dispositifs de drainage, est normalement très difficile. Dans ce cas, la teneur en eau dans la couche intermédiaire est souvent élevée et reste très difficile à contrôler. On a vu au cours de cette étude que l'augmentation de la teneur en eau est le premier facteur de dégradation des fonctions mécaniques de la couche intermédiaire. Ainsi, sur les plates-formes en déblai, un dispositif de drainage est souvent nécessaire pour assurer la stabilité à long terme des voies. La décision de ne pas mettre en œuvre un tel dispositif devra être assortie de justificatifs permettant de s'assurer de la limitation de la teneur en eau de la couche intermédiaire, en se basant sur une étude approfondie sur le cycle d'eau pour chaque site concerné.

## **PERSPECTIVES**

Notre étude permet de mieux comprendre la formation et le comportement hydromécanique de la couche intermédiaire. Pourtant, la dégradation de la plate-forme ferroviaire est également liée à différents problèmes concernant la couche de ballast et le sol support. Afin d'avoir une vue générale du comportement de la voie et de trouver les méthodes de réparation

## *Conclusions générales*

---

et traitement efficace et économique pour chaque problème rencontré sur les voies anciennes.

Il serait intéressant d'approfondir les points suivants :

- effets des fines, de l'eau et de la géométrie,
- effets des chemins de contraintes,
- phénomène de remontée boueuse,
- fonction de matelas de la couche intermédiaire dans le cas du renforcement par inclusions,
- Comportement de fatigue globale de la voie.

On note que ces points font partie du projet RUFEX (Renforcement et réUtilisation des plates-Formes et fondations Existantes) qui a commencé en 2010 avec la participation de ENPC, SNCF, Soletanche Bachy, TERRASOL, LCPC, INSA Lyon.



## REFERENCES

- AFNOR (1991) NF P94-054 - Sols : Reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des particules solides des sols - Méthode du pycnomètre à eau.
- AFNOR (1992a) NF P11-300 - Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières.
- AFNOR (1992b) NF P94-057 - Sols : Reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols - Méthode par sédimentation.
- AFNOR (1993a) NF P94-050 - Sols : Reconnaissance et essais - Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux - Méthode par étuvage.
- AFNOR (1993b) NF P94-051 - Sols : Reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité de la coupelle et limite de plasticité au rouleau.
- AFNOR (1994a) NF P94-074 - Sols : Reconnaissance et essais - Essais à l'appel triaxial de révolution.
- AFNOR (1994b) NF P98-125 - Assises de chaussées - Graves non traitées : Méthodologie d'étude en laboratoire.
- AFNOR (1995) NF P98-235-1 - Essais relatif aux chaussées. Matériaux non traitées. Part 1 : Essai triaxial à chargements répétés.
- AFNOR (1996a) NF P94-048 - Sols : Reconnaissance et essais - Détermination de la teneur en carbonate - Méthode du calcimètre.
- AFNOR (1996b) NF P94-056 - Sols : Reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols - Méthode par tamisage à sec après lavage.
- AFNOR (1996c) NF P94-061-2 - Sols : Reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique d'un matériau en place - Partie 2 : Méthode au densitomètre à membrane.
- AFNOR (1998) NF P94-068 - Sols : Reconnaissance et essais - Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux.
- AFNOR (1999) NF P94-093 - Sols : Reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau.
- AFNOR (2001) NF EN 1097-6 - Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats. Partie 6 : Détermination de la masse volumiques réelle et du coefficient d'absorption d'eau.
- AFNOR (2002) NF P94-425 - Roches : Détermination du module de Young et du coefficient de Poisson.
- AFNOR (2003) NF EN 13450 - Granulats pour ballasts de voies ferrées.
- AFNOR (2004a) NF EN 13285 - Grave non traitées - Spécifications.
- AFNOR (2004b) NF EN 13286-7 - Mélanges avec ou sans liant hydraulique - Partie 7 : Essai triaxial sous charge cyclique pour mélanges sans liant hydraulique.
- AFNOR (2009) NF P98-115 - Assises de chaussées - Exécution des corps de chaussées.
- AFNOR. (1995) NF P98-235-1 - Essais relatif aux chaussées. Matériaux non traitées. Part 1 : Essai triaxial à chargements répétés.

- Alias, J. (1984) La voie ferrée - Techniques de construction et d'entretien. *SNCF, EYROLLES*.
- Allen, R.G., Pereira, L.S., Raes, D. & Smith, M. (1998) Crop evapotranspiration - Guidelines for computing crop water requirements. *FAO - Food and Agriculture Organization of the United Nations paper 56*, 300 p.
- Alva-Hurtado, J.E. & Selig, E.T. (1981) Permanent strain behavior of railroad ballast. *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* 1, 543-546.
- AN4 (2002) User Manual for the Energy Sensor type ES2. *Delta-T Devices*, 15 p.
- Arnold, G., Dawson, A., Hughes, D. & Robinson, D. (2002) The application of shakedown approach to granular pavement layers. *In Proc., 9th Int. Conf. Asphalt Pavements, Vol. 1, Copenhagen, Denmark*.
- ASTM (2003) D5298 : Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper.
- Aursudkij, B., McDowell, G. & Collop, A. (2008) Cyclic loading of railway ballast under triaxial conditions and in a railway test facility. *Granular Matter*.
- Aydin, M. (2008) A model for Evaporation and Drainage investigations at Ground of Ordinary Rainfed-areas. *Ecological Modelling* **217**(1-2), 148-156.
- Babic, B., Prager, A. & Rukavina, T. (2000) Effect of fine particles on some characteristics of granular base courses. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* **33**(231), 419-424.
- Balay, J., Gomes Correia, A., Jouve, P., Hornych, P. & Paute, J.L. (1998) Etude expérimentale et modernisation du comportement mécanique des graves non traitées et des sols supports de chaussées. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussees* (216), 3-18.
- Barksdale, R.D. (1972) Laboratory evaluation of rutting in base course materials. *In Proceedings of the Third International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, London*, 161-174.
- Brooks, R.H. & Corey, A.T. (1964) Hydraulic properties of porous media. *Hydrology papers -3, Colorado State University in Fort Collins, Colorado*.
- Brown, S.F. & Hyde, A.F.L. (1975) Significance of Cyclic Confining Stress in Repeated Load Triaxial Testing of Granular Material. *Transportation Research Record 537, Transportation Research Board, Washington, D.C.*, 49-58.
- Brunel, J.P. (1989) Estimation of sensible heat flux from measurements of surface radiative temperature and air temperature at two meters: Application to determine actual evaporation rate. *Agricultural and Forest Meteorology* **46**(3), 179-191.
- Burrow, M., Bowness, D. & Ghataora, G. (2007) A comparison of railway track foundation design methods. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit* **221**(1), 1-12.
- Campbell, G. & Mulla, D. (1990) Measurement of soil water content and potential. In: Stewart BA, Nielsen DR (eds) Irrigation of agricultural crops. *American society of agronomy, Madison, USA*, 127-142.
- Carman, P.C. (1937) Fluid flow through granular beds. *Transactions, Institution of Chemical Engineers, London* **15**, 150-166.

- Canou, J. (1995) Développement d'un équipement polyvalent pour essais géotechniques. *Dossier de soumission à l'appel de proposition Sésame 1995 de la région Ile-de-France*.
- Canou, J., Dupla, J.-C., Seif El Dine, B., Dinh, A.Q., Karraz, K. & Bonnet, G. (2008) Dispositif triaxial dynamique de grande taille pour sols et matériaux grossiers. *Journées Nationales de Géotechnique et Géologie, JNGG 2008, Nantes*.
- Cataldo, A., Tarricone, L., Vallone, M., Cannazza, G. & Cipressa, M. (2010) TDR moisture measurements in granular materials: From the siliceous sand test case to the applications for agro-food industrial monitoring. *Computer Standards & Interfaces* **32**(3), 86-95.
- Cedergren, H.R. (1977) Seepage, Drainage and Flow Nets. *Second Edition, John Wiley & Sons, New York*.
- Chang, C.S., Adegoke, C.W. & Selig, E.T. (1980) Geotrack model for railroad truck performance. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* **106**(11), 1201-1218.
- Chapuis, R.P., Masse, I., Madinier, I., Aubertin, M. (2006) Essai de drainage en colonne pour obtenir les propriétés non saturées de matériaux grossiers. *59th CGC and 7th Joint CGS*, 905-912
- Chazallon, C., Horny, P. & Mouhoubi, S. (2006) Elastoplastic Model for the Long-Term Behavior Modeling of Unbound Granular Materials in Flexible Pavements. *International Journal of Geomechanics* **6**(4), 279-289.
- Cholet, C., Saussine, G., Gautier, P.-E. & Cléon, L.-M. (2006) Granular Media and Ballasted Railway Tracks Milieux Granulaires Et Voies Ballastées. In *Nonsmooth Mechanics and Analysis*, 221-232.
- Coronado, O., Fleureau, J.-M., Correia, A.G. & Caicedo, B. (2004) Influence de la succion sur les propriétés de matériaux granulaires routiers. *57<sup>e</sup> Congrès Canadien de Géotechnique*, 6 p.
- Côté, J. & Konrad, J.M. (2003) Assessment of the hydraulic characteristics of unsaturated base-course materials: a practical method for pavement engineers *Can. Geotech. J* **40**(1), 121-136.
- Côté, J. & Roy, M. (1998) Conductivité hydraulique de matériaux de fondations de chaussées partiellement saturés. *Rapport de l'études et recherches en transports du Québec*, 177 p.
- Cui, Y., Tang, A., Mantho, A. & De Laure, E. (2008) Monitoring Field Soil Suction Using a Miniature Tensiometer *Geotechnical Testing Journal* **31**(1), 95-100.
- Daniel, D.E. (1982) Measurement of Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils with Thermocouple Psychrometers. *Soil Sci Soc Am J* **46**(6), 1125-1129.
- Davies, J.A. (1972) Actual, potential and equilibrium evaporation for a beanfield in southern Ontario. *Agricultural Meteorology* **10**, 331-348.
- Delage, P. & Cui, Y.J. (2000) L'eau dans les sols non saturés. *Technique de l'Ingénieur* C301-1 - C301-20
- Delage, P. & Cui, Y.J. (2001) Comportement mécanique des sols non saturés. *Technique de l'Ingénieur* C302-1 - C302-19.
- Dirksen, C. & Dasberg, S. (1993) Improved calibration of time domain reflectometry soil water content measurements. *Soil Science Society of America Journal* **57**(3), 660-667.
- DL2e (2000) DL2e - Data logger : Hardware reference (version 3). *AT delta-T Devices Ltd*, 161 p.

- DL2e (2006) DL2e - Data logger : Quick Start Guide (version 1.1). *AT delta-T Devices Ltd*, 11 p.
- Doyle, N.F. (1980) Railway track design : a review of current practice. *Australian Government Publishing Service*.
- Dawson, A. R., Thom, N. H., and Paute, J. L. (1996). Mechanical characteristics of unbound granular materials as a function of condition. *Flexible Pavements, Proc., Eur. Symp. Euroflex 1993*, A. Gomes Correia, ed., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 35–44.
- Dupla, J.-C., Canou, J. & Dinh, A.-Q. (2007a) Caractérisation de la grave utilisée sur le site de St-Ouen-l'Aumône. *Rapport intermédiaire du projet A.S.I.R.I.*, 64 p.
- Dupla, J.-C., Pedro, L.S., Canou, J. & Dormieux, L. (2007b) Mechanical behaviour of coarse grained soils reference. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 268-269, 31-58.
- Ekblad, J. (2006) Influence of Water on Coarse Granular Road Material Properties. *Road materials and pavement design* 7(3), 369-404.
- Ekblad, J. (2008) Statistical evaluation of resilient models characterizing coarse granular materials. *Materials and Structures* 41(3), 509-525.
- Ekblad, J. & Isacsson, U. (2007) Time-domain reflectometry measurements and soil-water characteristic curves of coarse granular materials used in road pavements. *Can. Geotech. J.* 44(7), 858–872.
- Elaskar, A.R. (2006) Développement d'une méthode de diagnostic et d'évaluation du potentiel des plates-formes ferroviaires. *Mémoire du diplôme d'ingénieur de l'Université Blaise Pascal*, 98 p.
- ES2 (2000) User Manual for the Energy Sensor type ES2. *Delta-T Devices*, 19 p.
- Esveld, C. (2001) Modern Railway Track. *MRT production book*, 625 p.
- Fawcett, R.G. & Collis-George, N. (1967) A filter-paper method for determining the moisture characteristics of soil. *Australian Journal of Experimental Agriculture and Animal Husbandry* 7, 162-167.
- Flon, P. & Poulin, J.-F. (1987) L'influence du pourcentage de particules fines sur la portance d'une chaussée à partir d'essais en laboratoire. *Rapport transports Québec - RTQ-87-03. Ministère des Transports du Québec*.
- Fredlund, D.G., Xing, A & Huang, S (1994) Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31 (3) 521-532.
- García-Rojo, R. & Herrmann, H.J. (2005) Shakedown of unbound granular material. *Granular Matter* 7(2), 109-118.
- Gardner, R. (1937) A methode of measuring the capillary tension of soil moisture over a Wide Moisture Range. *Soil Science* 43(4), 277-283.
- Géosond (2009) Rapport de campagne de reconnaissance de sols - Déblai du Moulin Blanc.
- Gidel, G. (1997) Etude des déformations permanentes des graves non traitées sous chargements répétés. *Mémoire de DEA de l'Ecole Centrale Paris*, 23 p.
- Gidel, G. (2001) Comportement et valorisation des graves non traitées calcaires utilisées pour les assises de chaussées souples. *Thèse de doctorat de l'Université Bordeaux I* 251 p.

- Gidel, G., Breysse Denys & Alain., D. (2002) influence de l'état hydrique et des sollicitations routières sur l'évolution du comportement des graves non traitées calcaires utilisées en assise de chaussée. *Revue française de génie civil* **6**(5), 789-799.
- Gidel, G., Hornych, P., Chauvin, J.J., Breysse, D. & Denis, A. (2001) Nouvelle approche pour l'étude des déformations permanentes des graves non traitées à l'appareil triaxial à chargements répétés. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 233, 5-21.
- Gomes Correia, A. (1985) Contribution à l'étude mécanique des sols soumis à des chargements cycliques. *Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*.
- Gong, Y., Cao, Q. & Sun, Z. (2003) The effects of soil bulk density, clay content and temperature on soil water content measurement using time-domain reflectometry. *Hydrol. Process.* **17**, 3601-3614.
- Hamblin, A.P. (1981) Filter paper method for routine measurement of field water potential. *Journal of Hydrology* **53**(3/4), 355-360.
- Hanson, B.R. & Peters, D. (2000) Soil type affects accuracy of dielectric moisture sensors. *California Agriculture* **54**(3), 43-47.
- Haque, A., Kabir, E. & Bouazza, A. (2007) Cyclic filtration apparatus for testing subballast under rail track. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **133**(3), 338-341.
- Hazen, A. (1982) Some physical properties of sand and gravels with special reference to their use in filtration. *Massachusetts State Board of Health 24th Annual Report*, 541-556.
- Heyns, F.J. (2000) Railway track drainage design techniques. *Thesis of University of Massachusetts Amherst*
- Hicher, P.Y., Daouadji, A. & Fedghouche, D. (1999) Elastoplastic modelling of cyclic behaviour of granular materials. *Unbound Granular Materials, 21-22 January, Lisbon. Balkema, A. Gomes Correia, ed.* 161-168.
- Hornych, P., Corté, J.F. & Paute, J.L. (1993) Etude des déformations permanents sous chargements répétés de trois graves non traitées. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* (184), 77-84.
- Houston, S.L., Houston, W.N. & Wagner, A.M. (1994) Laboratory filter paper suction measurements. *Geotechnical Testing Journal* **17**(2), 185-194.
- Hujeux, J.C. (1985) Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols. *Génie parasismique, Presse des Ponts et Chaussées, Paris*, 316-331.
- Indraratna, B., Ionescu, D. & Christie, H.D. (1998) Shear Behavior of Railway Ballast Based on Large-Scale Triaxial Tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **124**(5), 439-449.
- Indraratna, B., Lackenby, J. & Christie, D. (2005) – Effect of confining pressure on the degradation of ballast under cyclic loading. *Geotechnique* **55**(4), 325-328.
- Indraratna, B., Shahin, M.A., Rujikiatkamjorn, C. & Christie, D. (2006) Stabilization of ballasted rail tracks and underlying soft formation soils with geosynthetic grids and drains. *Shanghai, China: American Society of Civil Engineers, Reston, VA 20191-4400, United States*. 143-152



- Irmak, S., Payero, J.O. & Eisenhauer, D.E. (2006) Watermark Granular Matrix Sensor to Measure Soil Matric potential for Irrigation Management. *The Board of Regents of the University of Nebraska on behalf of the University of Nebraska - Lincoln Extension*.
- Jacobsen, O.H. & Schjønning, P. (1993) A laboratory calibration of time domain reflectometry for soil water measurement including effects of bulk density and texture. *Journal of Hydrology* **151**(2-4), 147-157.
- Jain, V.K. & Keshav, K. (1999) Stress distribution in railway formation - A simulated study. *Pre-failure deformation characteristics of geomaterials - Is Torino/ Italy/1999*, 653-658.
- Johnson, K.L. (1986) Plastic flow, residual stresses and shakedown in rolling contacts. *Proc., 2nd Int. Conf. on Contact Mechanics and Wear of Rail/Wheel Systems, Univ. of Rhode Island, Waterloo, Ont., Canada*.
- Ju, S.-H., Lin, H.-T. & Huang, J.-Y. (2009) Dominant frequencies of train-induced vibrations. *Journal of Sound and Vibration* **319**(1-2), 247-259.
- Kabir, E., Haque, A. & Bouazza, A. (2006) Effect of cyclic loading on filtration behaviour of subballast material. *American Society of Civil Engineers*, 180-186
- Kamruzzaman, A.H.M., Haquet, A. & Bouazza, A. (2008) Filtration behaviour of granular soils under cyclic load. *Géotechnique* **58**(6), 517-522.
- Karraz, K. (2008) Comportement cyclique à long terme d'un matériau granulaire modèle pour application aux infrastructures ferroviaires. *Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, 181 p.
- Kay, B.D. & Low, P.F. (1970) Measurement of the total suction of soils by a thermistor psychrometer. *Soil Sci Soc Amer Proc* **34**(3), 373-376.
- Khedr, S. (1985). Deformation characteristics of granular base course in flexible pavement. *Transp. Res. Rec. 1043, Transportation Research Board, Washington, D.C.*, 131-138.
- Kozeny, J. (1927) Ueber kapillare Leitung des Wassers im Boden. *Sitzungsber Akad. Wiss., Wien* **136**(2a), 271-306.
- Kurzweil, L. (1972) Dynamic Track Compliance. *U.S. Department of Transportation, Transport Systems Centre, Cambridge, Report No. GSP-067, Cambridge, Massachusetts, USA*.
- Lackenby, J., Indraratna, B., McDowell, G. & Christie, D. (2007) Effect of confining pressure on ballast degradation and deformation under cyclic triaxial loading. *Geotechnique* **57**(6), 527-536.
- Lashine, A. K., Brown, S. F., and Pell, P. S. (1971). Dynamic properties of soils. *Rep. No. 2, Submitted to Koninklijke/Shell Laboratorium, Dept. of Civ. Engrg., University of Nottingham, Nottingham, England*.
- Lekarp, F. & Dawson, A. (1998) Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *Construction and Building Materials* **12**(1), 9-18.
- Leong, E.C., He, L. & Rahardjo, H. (2002) Factors Affecting the Filter Paper Method for Total and Matric Suction Measurements. *J Geotechnical Testing*, **25**(03) 1-12.
- Leroy, M. & Grégoire, P. (2005) Mesures en météorologie. *Technique de l'ingénieur*, 24 p.
- Li, D. & Selig, E., T. (1994) Resilient Modulus for Fine-Grained Subgrade Soils. *Journal of Geotechnical Engineering* **120**(6), 939-957.

- Li, D. & Selig, E.T. (1995) Wheel/track dynamic interaction: track substructure perspective. *Vehicle System Dynamics* 24(Suppl), 183-196.
- Li, D. & Selig, E., T. (1996) Cumulative Plastic Deformation for Fine-Grained Subgrade Soils. *Journal of Geotechnical Engineering* **122**(12), 1006-1013.
- Li, D. & Selig, E.T. (1998a) Method for railways track foundation design – I : Developement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **124**(4), 316-322.
- Li, D. & Selig, E.T. (1998b) Method for railroad track foundation design – II: Applications. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **124**(4), 323-329.
- Li, X.-L. (1999) Comportement Hydromécanique des Sols Fins : de l'état saturé à l'état non saturé. *Thèse de doctorat de l'Université de Liège*.
- Loiseau, C. (2001) Transferts d'eau et couplages hydromécaniques dans les barrières ouvragées. *Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, 225 p.
- Lone, M.A., Hussain, B. & Asawa, G.L. (2005) Filter design criteria for graded cohesionless bases. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **131**(2), 251-259.
- M2 (2004) User Manual for the M2 Enclosure. *Delta-T Devices*, 21 p.
- Mabirizi, D. & Bulut, R. (2009) A comparison of total suction measurements with thermocouple psychrometer, filter paper technique and chilled-mirror device. *Changsha, Hunan, China: American Society of Civil Engineers*. 1-6
- Malla, R.B. & Joshi, S. (2008) Subgrade resilient modulus prediction models for coarse and fine-grained soils based on long-term pavement performance data. *International Journal of Pavement Engineering* **9**(6), 431 - 444.
- Mantho, A.T (2005) Echanges sols – Atmosphère. Application à la secheresse. *Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*. 262 p.
- Martinez, J. (1980) Contribution au dimensionnement des chaussées souples. Comportement des matériaux et méthode de calcul. *Thèse de doctorat, INSA de Rennes*.
- Monteith, J.L. (1965) Evaporation and environment. *19th Sympodia of the Society for Experimental Biology* 19, 205-234.
- Moran, M.S., Rahman, A.F., Washburne, J.C., Goodrich, D.C., Weltz, M.A. & Kustas, W.P. (1996) Combining the Penman-Monteith equation with measurements of surface temperature and reflectance to estimate evaporation rates of semiarid grassland. *Agricultural and Forest Meteorology* **80**(2-4), 87-109.
- Morgan, J.R. (1966) The Response of Granular Materials to Repeated Loading. *Proceedings, 3rd Australian Road Board Conference, Sydney*, 1178-1192.
- Moulton, L.K. (1980) Highway subdrainage design. *Federal Highway Administration Offices of Research and Development, Washington, D.C*, 162 p.
- Mualem, Y. (1976) New model for predictiong the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research* **12**(3), 513-522.
- Munoz, J.J., De Gennaro, V. & De Laure, E. (2008) Experimental determination of unsaturated hydraulic conductivity in compacted silt. *Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering - Toll et al. (eds). Taylor & Francis Group, London*. 123-127.

## Références

---

- Murray, D.F., Wilson, G.W. & Delwyn, G.F. (2000) Use of Grain-Size Functions in Unsaturated Soil Mechanics. *Edited by D.S. Charles, L.H. Sandra & C. Nien-Yin. ASCE.* 287, 1-6.
- Musy, A. (2005) Hydrologie Générale. *Cours en ligne.*
- Nadler, A., Dasberg, S. & Lapid, I. (1991) Time domain reflectometry measurements of water content and electrical conductivity of layered soil columns. *Soil Science Society of America Journal* **55**(4), 938-943.
- Pappin, J.W. (1979) Characteristics of a granular material for pavement analysis. *Thesis of Department of Civil Engineering, University of Nottingham.*
- Paute, J.L., Marignier, J. & Vidal, B. (1994) Le triaxial a chargements repetes LPC pour l'etude des graves non traitees. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* (190), 19.
- Pedro, L. (2004) Etude du comportement mécanique de sols hétérogènes modèles à son application au cas des sols naturels. *Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.* 294 p.
- Penman, H.L. (1948) Natural evaporation from open water, bare soil and grass. *Proceeding of the Royal Society of London* 193, 120-145.
- Pereira dos Santos, L.A. (1997) Développement d'une nouvelle méthode de détermination des profils de teneur en eau dans les sols par inversion d'un signal TDR. *Thèse de l'Université Joseph Fourier - Grenoble I.*
- Pérez, I., Romana, M.G. & Medina, L. (2006) Influence of stress levels on the development of permanent deformation in unbound granular materials. *Shanghai, China: American Society of Civil Engineers*, 180-188
- Pham, V.A. (2010) Interaction sol-atmosphère sur une plate-forme ferroviaire en déblai. *Rapport de Stage de Master recherche, Ecole de Ponts ParisTech*, 22 p.
- Powrie, W., Yang, L. & Clayton, C. (2007) Stress changes in the ground below ballasted railway track during train passage. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit* **221**(2), 247-262.
- Profillidis, V. (1983) La voie ferrée et sa fondation - modélisation mathématique. *Thèse de doctorat de l'Ecole Nationales des Ponts et Chaussées.*
- Priest, J.A., Powrie, W., Yang, L., Grabe, P.J. & Clayton, C. (2010) Measurements of transient ground movements below a ballasted railway line. *Géotechnique* **60**(9), 667-677.
- Raimbault, G. (1986) Cycles annuels d'humidité dans une chaussée souple et son support. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* N°145, 79-84.
- Raymond, G.P. & Bathurst, R.J. (1994) Repeated-load response of aggregates in relation to track quality index. *Canadian Geotechnical Journal* **31**(4), 547-554.
- Raymond, G.P. & Williams, D.R. (1978) Repeated load triaxial tests on a dolomite ballast. *American Society of Civil Engineers, Journal of the Geotechnical Engineering Division* **104**(7), 1013-1029.
- RFF, SYSTRA & SNCF. (2008) Planches d'essais / Références : Matériaux de sous-couches issus des carrières Rivat et Vincent.
- RG1 (1996) User Manual for Raingauge type RG1. *Delta-T Devices*, 13 p.



- RHT2 (2000) User Manual for the RH and Air Temperature Sensors type RHT2 and AT2. *Delta-T Devices*, 32 p.
- Ridley, A.M., & Burland, J.B. (1993). A new instrument for the measurement of soil moisture suction. *Géotechnique* **43**(2), 321-324.
- Rivas, R. & Caselles, V. (2004) A simplified equation to estimate spatial reference evaporation from remote sensing-based surface temperature and local meteorological data. *Remote Sensing of Environment* **93**(1-2), 68-76.
- Robinet, A. (2008) Les couches de forme traitées dans les structures d'assise ferroviaires. *Mémoire de diplôme d'ingénieur de CNAM*.
- Salim, W. & Indraratna, B. (2004) A new elastoplastic constitutive model for coarse granular aggregates incorporating particle breakage. *Can. Geotech. J* **41**, 657-671.
- Saussine, G. (2006) Contribution à la modélisation de granulats tridimensionnels : Application au ballast. *Thèse de doctorat de l'Université Montpellier II* 222 p.
- Schneider, J.M. & Fratta, D. (2009) Time-domain reflectometry - parametric study for the evaluation of physical properties in soils. *Canadian Geotechnical Journal* **46**(7), 753-767.
- Seif El Dine, B. (2007) Etude du comportement mécanique de sols grossiers à matrice. *Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, 197 p.
- Seif El Dine, B., Dupla, J.C., Frank, R., Canou, J. & Kazan, Y. (2010) Mechanical characterization of matrix coarse-grained soils with a large-sized triaxial device. *Canadian Geotechnical Journal* **47**(4), 425-438.
- Selig, E.T. & Roner, C.J. (1987) Effects of particle characteristics on behavior of granular material. *Transportation Research Record* (1131), 1-6.
- Selig, E.T. & Water, J.M. (1994) Track geotechnology and substructure management. *Thomas Telford, London*.
- SETRA (1992a) Guide technique GTR : Réalisation des remblais et des couches de forme. Fascicule 1 – Principes généraux. *LCPC*.
- SETRA (1992b) Guide technique GTR : Réalisation des remblais et des couches de forme. Fascicule 2 – Annexes techniques. *LCPC*.
- Shahu, J.T., Kameswara Rao, N.S.V. & Yudhbir (1999) Parametric study of resilient response of tracks with a sub-ballast layer. *Canadian Geotechnical Journal* **36**(6), 1137-1150.
- Shenton, M.J. (1974) Deformation of railway ballast under repeated loading triaxial tests. *Soil Mechanics Section, British Railways Research Department, Derby, England*.
- Sherard, J.L., Dunnigan, L.P. & Talbot, J.R. (1984) Basic properties of sand and gravel filters. *Journal of Geotechnical Engineering* **110**(6), 684-700.
- Shock, C.C. (2004) Granular matrix sensors. <http://www.cropinfo.net/granular.htm>, 139-146.
- Shock, C.C., Barnum, J.M. & Seddigh, M. (1998) Calibration of Watermark Soil Moisture Sensors for Irrigation Management. *Proc. Int. Irrig. Show, Sandiago California USA*, 139-146.
- Simunek, J., Wendroth, O. & van Genuchten, M.T. (1999) Estimating unsaturated soil hydraulic properties from laboratory tension disc infiltrometer experiments. *Water Resources Research*, **35**(10), 2965-2979.
- SIS-UMS (2006) SIS - Smart Irrigation Sensor. User Manual. 14 p.

- Siswosoebrotho, B.I., Widodo, P. & Augusta, E. (2005) The influence of fines contents and plasticity on the strength and permeability of aggregate for base course material. *Proceeding of the Eastern Asia Society for Transportation Studies*. 5, 845-856
- Skierucha, W., Wilczek, A. & Alokina, O. (2008) Calibration of a TDR probe for low soil water content measurements. *Sensors and Actuators A: Physical* **147**(2), 544-552.
- SNCF (1995) ST N° 590B : Spécification technique pour la fourniture des granulats utilisés pour la réalisation et l'entretien des voies ferrées.
- SNCF (1996a) IN0259 : Conception, réalisation et entretien: des ouvrages de drainage et l'écoulement, des structure d'assise et des plates-formes. *Référentiel Infrastructure SNCF*.
- SNCF (1996b) IN0260 : Dimensionnement des structures d'assise pour la construction et la réfection des voies ferrées. *Référentiel Infrastructure SNCF*.
- SNCF (1999) M 2540-99-02 : Ballast et plate-forme. Mesures de pression de plate-forme - Ligne TGV Sud Est. . *Direction de l'Ingénierie, SNCF*.
- SNCF (2006) IN 3278 : Référentiel technique pour la réalisation des LGV - partie Génie Civil *Référentiel Infrastructure SNCF*.
- SNCF (2007) IN 0274 : Mise en oeuvre du ballast pour voie ferrée. *Référentiel Infrastructure SNCF*.
- SNCF (2008) Rapport d'étape - phase 1 : Projet de recherche "Plate-forme sans drainage".
- SNCF (2009a) Le Direction de la Communication : Chiffres infrastructures et gares (2009). [http://www.co.sncf.fr/sections/la\\_sncf\\_en\\_quelques/](http://www.co.sncf.fr/sections/la_sncf_en_quelques/).
- SNCF (2009b) R2520-2009-1 : Mesures d'accélérations verticales dans la plate-forme. 56 p.
- SNCF (2010) Le carte du réseau ferré de la SNCF. [http://de.wikipedia.org/wiki/Train\\_à\\_grande\\_vitesse](http://de.wikipedia.org/wiki/Train_à_grande_vitesse)
- Spaans, E.J.A. & Baker, J.M. (1992) Calibration of watermark soil moisture sensor for soil matric potential and temperature. *Plant and Soil* **143**, 213-217.
- Stangl, R., Buchan, G.D. & Loiskandl, W. (2009) Field use and calibration of a TDR-based probe for monitoring water content in a high-clay landslide soil in Austria. *Geoderma* **150**(1-2), 23-31.
- Stewart, H.E. (1986) Permanent strains from cyclic variable amplitude loadings. *Journal of Geotechnical Engineering* **112**(6), 646-660.
- Stewart, H.E. & Selig, E.T. (1982) Predicted and measured resilient response of track. *J. Geotech. Engng Div., ASCE* **108**(11), 1423-1442.
- Stolte, J., Halbertsma, J.M., Veerman, G.J., Wosten, J.H.M., Freijer, J.I., Bouten, W., Dirksen, C., Van Dam, J.C. & Van den Berg, J.A. (1994) Comparison of Six Methods To Determine Unsaturated Soil Hydraulic Conductivity. *Soil Sci Soc Am J* **58**(6), 1596-1603.
- Suiker, A.S.J., Selig, E.T. & Frenkel, R. (2005) Static and Cyclic triaxial testing of Ballast and Subballast. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 771-782.
- Tang, A.M., Ta, A.N., Cui Y.J & Thiriat, J. (2009) Developement of a large scale infiltration tank for determination of the hydraulic properties of expansive clays. *Geotechnical Testing Journal* **32**(5), 12 p.
- T8-UMS (2008) T8 - Long-term Monitoring Tensiometer. User Manual. 56 p.

- TEMP (1996) User Manual for Temperature Probes. *Delta-T Devices*, 10 p.
- Terzaghi, K. & Peck, R.B. (1948) Soil mechanics in engineering practice. *John Wiley & Son*, New York.
- Thom, N. H., and Brown, S. F. (1988). The effect of grading and density on the mechanical properties of a crushed dolomitic limestone. *Proc., 14th ARRB Conf.*, Part 7, 94–100.
- Thomson, S.J. & Armstrong, C.F. (1987) Calibration of watermark model 200 soil moisture sensor. *Appl. Eng. Agric.* **3**, 186-189.
- Topp, G.C. & Davies, J.L. (1985) Time-domain reflectometry (TDR) and its application to irrigation scheduling. *Academic Press, New York, NY, ETATS-UNIS (1982-1988) (Revue)* **3**, 107-127.
- Topp, G.C., Davis, J.L. & Annan, A.P. (1980) Electromagnetic determination of soil water content: measurements in coaxial transmission lines, *Water Resour. Res.* **16**, 574–582
- Trinh, V.N., Tang, A.M., Cui, Y.J., Canou, J., Dupla, J.C., Calon, N., Lambert, L., Robinet, A. & Schoen, O. (2010) Calibration of Smart Irrigation Sensor (SIS-UMS) for the blanket layer soil from old railway lines. *In Conférence UNSAT2010, Barcelone, Espagne*, 739-744.
- Torrey, V.H. & Donagh, R.T.(1985). Strength parameters of earth-rock mixtures. *Proceedings of the eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco, Vol. 2*, 1073-1076.
- Yasuda, N., Matsumoto, N., Yoshioka, R., & Takahashi, M.(1997). Undrained monotonic and cyclic strength of compacted rockfill material from triaxial and torsional simple shear tests. *Can. Geotech. J.* **34**, 357-367.
- Yasuda, N., Matsumoto, N., Yoshioka, R., & Takahashi, M.(1997). Undrained monotonic and cyclic strength of compacted rockfill material from triaxial and torsional simple shear tests. *Can. Geotech. J.* **34**, 357-367.
- Vallé N. (1998). Mesure de la résistance du cisaillement des sols grossiers à la boîte de cisaillement. *Mémoire de DEA, Ecole Centrale de Paris*, 98p.
- Van-Genuchten, M.T. (1980) A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.* **44**, 892-898.
- van Bavel, C.H.M. & Hillel, D.I. (1976) Calculating potential and actual evaporation from a bare soil surface by simulation of concurrent flow of water and heat. *Agricultural Meteorology* **17**(6), 453-476.
- Van Niekerk, A.A. (2002) Mechanical behavior and performance of granular bases and sub-bases in pavements. *PhD Thesis, Delft University of Technology, Delft*, 515 p.
- Vincelas, G., Ferber, V., Haza-Rozier, E., Flahaut, R. & Fauchard, C. (2008) Instrumentation d'un remblai en zone inondable. Exemple du remblai expérimental du CER. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* N°272, 89-105.
- Werkmeister, S. (2003) Permanent deformation behaviour of unbound granular materials *Thesis of Dresden University of Technology Dresden, Germany*.
- Werkmeister, S., Dawson, A.R. & Wellner, F. (2004) Pavement Design Model for Unbound Granular Materials. *Journal of Transportation Engineering* **130**(5), 665-674.
- Werkmeister, S., Numrich, R., Dawson, A.R. & Wellner, F. (2003) Design of Granular Pavement Layers Considering Climatic Conditions. *National Research Council*. 61-70

## ***Références***

---

- Wichtmann, T., Niemunis, A. & Triantafyllidis, T. (2006) Experimental evidence of a unique flow rule of non-cohesive soils under high-cyclic loading. *Acta Geotechnica* (1), 59-73.
- William, F.A. & Peter, F. (2008) Behavior of Railroad Ballast under Monotonic and Cyclic Loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **134**(3), 316-327.
- Wolff, H. & Visser, A.T. (1994) Incorporating elasto-plasticity in granular layer pavement design. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Transport* **105**(4), 259-272.
- Woodburn, J.A., Holden, J.C. & Peter, P. (1993) Transistor Psychrometer a new instrument for measuring soil suction. *Dallas, TX, USA: Publ by ASCE*. 91-102